

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI NAPOLI FEDERICO II

*Dipartimento di Strutture
per l'Ingegneria e l'Architettura*

DOTTORATO DI RICERCA IN
INGEGNERIA DEI MATERIALI E DELLE STRUTTURE
COORDINATORE PROF. GIUSEPPE MENSITIERI
XXVII CICLO



MARCO MARCOLINI

TESI DI DOTTORATO

**VALUTAZIONE DI EDIFICI IN C.A. DANNEGGIATI DA SISMA:
DALLE PERDITE PRESTAZIONALI ALLE DECISIONI DI
RIPARABILITÀ**

TUTOR : PROF.SSA MARIA POLESE

2015

INDICE

| | |
|--|----|
| CAPITOLO 1 | 13 |
| INTRODUZIONE | 13 |
| 1.1 Organizzazione della tesi..... | 16 |
| CAPITOLO 2 | 18 |
| VALUTAZIONE DELLA CAPACITÀ RESIDUA DEGLI EDIFICI IN C.A. | 18 |
| 2.1 L'importanza della capacità residua per la valutazione della sicurezza post sismica | 18 |
| 2.2 Valutazione della Capacità Residua con Analisi di Pushover (PA) | 20 |
| 2.3 Valutazione della Capacità Residua con analisi per Meccanismi (MEC) | 24 |
| 2.4 Confronto di Analisi PA e MEC per la valutazione della Capacità Residua | 29 |
| 2.4.1 Generazione di un campione di edifici | 29 |
| 2.4.2 Risultati | 37 |
| CAPITOLO 3 | 44 |
| VARIAZIONE DELLA CAPACITÀ RESIDUA E DELLE PERDITE PRESTAZIONALI CON APPROCCIO SPETTRALE | 44 |
| 3.1 Descrizione del metodo | 44 |
| 3.2 Procedura di progettazione simulata su larga scala | 47 |
| 3.3 Costruzione curve di capacità..... | 52 |
| 3.4 Costruzione curve PL – μ | 55 |
| 3.4.1 Valutazione spettrale della PL attesa | 59 |
| CAPITOLO 4 | 61 |
| VARIAZIONE DELLE CURVE DI FRAGILITÀ IN FUNZIONE DEL DANNO | 61 |
| 4.1 Introduzione..... | 61 |

| | |
|---|------------|
| 4.2 Metodi empirici per la valutazione di vulnerabilità sismica di edifici in c.a. | 62 |
| 4.2.1 Le matrici di probabilità di danno..... | 63 |
| 4.2.1.1 Applicazione delle DPM al caso studio..... | 67 |
| 4.2.2 Classificazione degli edifici | 70 |
| 4.2.3 Valutazione delle curve di fragilità in funzione del danno osservato..... | 74 |
| 4.3 Variazione delle curve di fragilità a seguito del danneggiamento imposto... | 79 |
| CAPITOLO 5..... | 85 |
| UN APPROCCIO SEMPLIFICATO PER LA VALUTAZIONE DI RIPARABILITÀ DI CLASSI DI EDIFICI IN C.A. | 85 |
| 5.1 Introduzione..... | 85 |
| 5.2 Outline del metodo proposto | 86 |
| 5.3 Database di danno e costi di riparazione | 88 |
| 5.4 Calibrazione dell'equazione PL – Costi | 94 |
| 5.4.1 Esempio Applicativo..... | 98 |
| 5.5 Stima del livello di sicurezza IP | 99 |
| CAPITOLO 6..... | 101 |
| PERFORMANCE BASED POLICY FRAMEWORK (PBPF) | 101 |
| 6.1 Introduzione..... | 101 |
| 6.2 PBPF proposta da FEMA 308 | 102 |
| 6.3 PBPF modificato: Definizione delle soglie IP e PL | 104 |
| 6.4 Considerazione delle Crisi Fragili | 108 |
| 6.4.1 Crisi a Taglio delle Colonne | 109 |
| 6.4.2 Crisi a Taglio dei Nodi..... | 111 |
| 6.5 Valutazione della probabilità di collasso P_C | 116 |
| 6.6 Applicazione ad un caso studio | 119 |

| | |
|--|-----|
| 6.6.1 Rione Libertà Benevento | 119 |
| 6.6.2 Pericolosità al sito | 122 |
| 6.6.3 Implementazione della PBPF per il Rione Libertà | 125 |
| 6.6.3.1 Valutazione di IP, PL e P _C per le classi di edifici dell'area in esame..... | 125 |
| 6.6.3.2 Effetti dell'applicazione della Policy | 129 |
| 6.6.3.3 Valutazioni di Policy alternative | 137 |
| CONCLUSIONI E SVILUPPI FUTURI | 145 |
| BIBLIOGRAFIA..... | 148 |

Indice delle Figure

CAPITOLO 2

| | |
|--|----|
| Figura 2.1 Definizione del fattore di riduzione di capacità (da Nakano et al. 2004) | 20 |
| Figura 2.2 Diagramma illustrativo delle fasi fondamentali per la valutazione della capacità residua REC per strutture intelaiate | 22 |
| Figura 2.3 criteri di modellazione per le cerniere plastiche danneggiate: la bilineare momento-rotazione della cerniera plastica è modificata con una variazione della rigidezza relativa ($K'=\lambda_k K$), forza ($M_y'=\lambda_Q M_y$) e capacità di rotazione plastica ($a'=a-a_d = a-(\theta'_y - \theta_y)-RD = a-(\theta_y(\lambda_Q/\lambda_k -1)-RD)$, con λ coefficienti moltiplicativi di rigidezza o forza e residual drift (RD) degli elementi (per ulteriori dettagli vedi (Polese et al., 2012a) e (Bazzurro et al., 2004))..... | 23 |
| Figura 2.4 Fasi principali per il calcolo attraverso il metodo per meccanismi di C_b , μ_{cap} , T_{eq} e REC_{Sa} | 25 |
| Figura 2.5 Esempi di meccanismi di collasso e distribuzioni di forze orizzontali. Meccanismo di piano di sinistra e meccanismo globale a destra. | 27 |
| Figura 2.6 Telai rappresentativi delle 3 classi di altezza per la realizzazione del progetto simulato. Ogni edificio è stato dimensionato e verificato considerando tre classi di progettazione: 1)Carichi gravitazionali; 2) Prima categoria sismica C0.1 e seconda categoria sismica C0.05 | 30 |
| Figura 2.7 Pianta dell'edificio progettato per soli carichi gravitazionali. Non sono presenti telai trasversali in quanto l'unico compito delle travi è quello di portare i solai..... | 30 |
| Figura 2.8 Articolo 12 della legge n°1684 del 25/11/1962..... | 31 |
| Figura 2.9 Evoluzione della Normativa sismica: (a) RDL 193, 18/04/1909; (b) RDL 2105, 22/11/1937; (c) Legge 1684, 25/11/1962; (d) DM 15/09/1976; (e) DM 29/02/1984; (f) OPCM 3274 20/03/2003. | 32 |
| Figura 2.10 Pianta edificio progettato per azioni sismiche. Sono inseriti telai in direzione trasversale per ogni campo di solaio..... | 33 |
| Figura 2.11 Modelli degli edifici progettati con l'ausilio del software di calcolo SAP 2000..... | 34 |
| Figura 2.12 Telaio progettato per carichi gravitazionali..... | 36 |
| Figura 2.13 Caso 8_005_MA, struttura intatta D_0 , e danneggiata D_2 . Curve pushover e relative bilinearizzazioni (a); Bilineari ottenute attraverso l'approccio per meccanismi (b)..... | 37 |
| Figura 2.14 Confronto di C_b ottenuto con PA ($C_{b,p}$) e con MEC ($C_{b,m}$) per la struttura intatta D_0 (a) e danneggiata D_2 (b)..... | 41 |
| Figura 2.15 Confronto di μ_{cap} ottenuto con PA ($\mu_{cap,p}$) e con MEC ($\mu_{cap,m}$) per la struttura intatta D_0 (a) e danneggiata D_2 (b)..... | 41 |
| Figura 2.16 Confronto di REC_{Sa} ottenuto con PA ($REC_{Sa,p}$) e con MEC ($REC_{Sa,m}$) per la struttura intatta D_0 (a) e danneggiata D_2 (b)..... | 41 |

| | |
|---|----|
| Figura 2.17 Confronto di T_{eq} ottenuto con PA ($T_{eq,p}$) e con MEC ($T_{eq,m}$) per la struttura intatta D_0 (a) e danneggiata D_2 (b)..... | 42 |
| Figura 2.18 Confronto di REC_{ag} ottenuto con PA ($REC_{ag,p}$) e con MEC ($REC_{ag,m}$) per la struttura intatta D_0 (a) e danneggiata D_2 (b)..... | 42 |

CAPITOLO 3

| | |
|--|----|
| Figura 3.1 Fasi principali per la valutazione della variazione di REC..... | 44 |
| Figura 3.2 Applicazione del metodo CSM per determinare la domanda di duttilità di un sistema equivalente SDOF. Variando l'intensità iniziale, ad esempio scalando lo spettro il valore di μ subisce una variazione (a). Per ogni valore di μ è possibile determinare il valore di PL corrispondente (b).46 | 46 |
| Figura 3.3 Meccanismo di primo piano e rotazioni allo snervamento e plastiche | 47 |
| Figura 3.4 Curve di capacità generate attraverso la procedura simulata con relativa mediana e 16° e 84° percentile per la classe 3 piani 46-61(a) e 72-81(b) e per la classe 5 piani 46-61(c) e 72-81(d) 52 | 52 |
| Figura 3.5 Curve di capacità mediana al variare della classe di età per gli edifici di 3 piani (a) e di 5 piani (b) | 53 |
| Figura 3.6 Curve di capacità mediana al variare della classe di altezza per gli edifici progettati nel periodo "72-81" (a) e nel periodo ">91" (b)..... | 53 |
| Figura 3.7 Variazione del rapporto $REC_{ag, \square} / REC_{ag,0}$ al crescere della domanda di duttilità globale per la classe di edifici 3 piani "72-81" (a) e per la classe di edifici 4 piani "72-81"(b) con relativa mediana e 16° e 84° percentile. | 55 |
| Figura 3.8 Variazione del performance loss PL al crescere della domanda di duttilità globale per la classe di edifici 3 piani "72-81" (a) e per la classe di edifici 4 piani "72-81"(b) con relativa mediana e 16° e 84° percentile. Variazione di PL al variare della classe di età per gli edifici di 3 piani (c) e al variare della classe di altezza per gli edifici progettati nel "46-61"..... | 56 |
| Figura 3.9 Variazione della domanda di duttilità μ in funzione del n° di piani e dell'età di costruzione | 59 |
| Figura 3.10 Variazione della Performance Loss (PL) in funzione del n° di piani e dell'età di costruzione .59 | 59 |
| Figura 3.11 Variazione della domanda di duttilità μ con il numero di piani (a) e l'età di costruzione (b) e variazione d PL con il numero di piani (c) e l'età di costruzione (d) | 60 |

CAPITOLO 4

| | |
|---|----|
| Figura 4.1 Curva di fragilità di un edificio | 61 |
| Figura 4.2 Andamento delle DPM: (a) Irpinia 80, (b) Di Pasquale et al. SSN 1997, (c) Lagomarsino - EMS 2001, (d) Gruppo di lavoro GNDT-SSN-2002 | 64 |
| Figura 4.3 Classi di vulnerabilità EMS-98 | 65 |

| | |
|---|----|
| Figura 4.4 Definizione delle quantità di danno secondo EMS-98 | 65 |
| Figura 4.5 Distribuzione della probabilità di danno per i vari livelli di intensità | 68 |
| Figura 4.6 Distribuzione della probabilità di danno per le classi di edificio A (a), B (b), C (c), D (d) | 69 |
| Figura 4.7 Parametro sintetico di danno per intensità VIII (a) e intensità XI (b) | 70 |
| Figura 4.8 Andamento dei fattori modificatori del parametro SPD. Età di costruzione (a), numero di piani (b), presenza regolare di tamponature (c), regolarità in pianta (d), posizione dell'edificio (e) .. | 72 |
| Figura 4.9 Confronto tra il parametro sintetico di danno modificato e non modificato per un edificio di 3 piani non regolare in pianta per intensità XI e progettato nel 1965 (a) e intensità XI con progetto risalente al 1950 (b) | 73 |
| Figura 4.10 Esempio di curva di fragilità al collasso derivata attraverso l'eq.(6) in funzione di REC_{ag} , e la variazione delle curve di fragilità in funzione della duttilità globale μ | 75 |
| Figura 4.11 Curve di fragilità in funzione dell'accelerazione di picco al suolo per edifici di classe A (a), B (b), C (c), D (d) per i livelli di danno da D1 a D5 (EMS-98); rappresentazione della curva lognormale per il livello di danno D2 per il confronto con i risultati ottenuti dai coefficienti binomiali | 76 |
| Figura 4.12 Curva di Fragilità per il livello di danno D4+D5 ottenuta per la classe di edificio D facendo variare i fattori di vulnerabilità P1-P5 come proposto da (Zuccaro et al., 2008); in rosso è evidenziata la curva mediana | 77 |
| Figura 4.13 Curve di fragilità ottenute facendo variare il parametro P1 relativo all'altezza dell'edificio e mantenendo costanti gli altri | 78 |
| Figura 4.14 Curve di fragilità ottenute facendo variare il parametro P1 relativo all'altezza dell'edificio e mantenendo costanti gli altri | 78 |
| Figura 4.15 Spettro elastico ottenuto con le NTC2008 sito in L'Aquila con sottosuolo B e $a_g=0.261g$ con le curve di capacità degli edifici di 3 piani (linea nera) e di 5 piani (linea blu) progettati nel "72-81" e relativa domanda di duttilità. (a). Curve di fragilità nella configurazione intatta e danneggiata (in termini di danno D4+D5) per gli edifici suddetti con P3= NO REG, P4= REG and P5= ISOLATO | 80 |
| Figura 4.16 Variazione di $REC_{ag,0}$ in funzione del numero di piani e dell'età di costruzione | 81 |
| Figura 4.17 curve di fragilità nella configurazione intatta e per le richieste di duttilità pari a 2,3,4 per la classe 2 piani "46-61" | 83 |
| Figura 4.18 curve di fragilità nella configurazione intatta e per le richieste di duttilità pari a 2,3,4 per la classe 3 piani "46-61" | 83 |

CAPITOLO 5

| | |
|--|----|
| Figura 5.1 Processo di valutazione dello strumento operativo | 87 |
| Figura 5.2 Scheda Aedes | 88 |

| | |
|--|-----|
| Figura 5.3 Indirizzi Ordinanza 3779 (a) e 3790 (b)..... | 89 |
| Figura 5.4 Andamento dei costi di riparazione per gli edifici in funzione dell'età di costruzione (Cr): (a) 2 piani; (b) 3 piani, (c) 4 piani, (d) 5 piani..... | 92 |
| Figura 5.5 Procedura per la determinazione delle coppie PL-Costi..... | 95 |
| Figura 5.6 Scelta degli intervalli di ag relativi alle differenti classi di finanziamento (B-C, EcomeB, E e Edem) per una generica classe di edificio..... | 96 |
| Figura 5.7 Media dei punti PL-Cr ottenuti dalla simulazione e relativa curva PL-C _r ottenuta attraverso analisi di regressione | 97 |
| Figura 5.8 Andamento del livello di sicurezza α per la classe di edifici di 5 piani per la classe di età 62-71 (a) e 82-91 (b) con relative mediana e percentili (16° e 84°) (a) e andamento della mediana del livello di sicurezza al variare del numero di piani per la classe di età 46-61 (c) e 62-71 (d) | 99 |
| Figura 5.9 Andamento del livello di sicurezza al variare della PL per la classe di edifici 3 piani 62-71(a) e 4 piani 62-71(b)..... | 100 |

CAPITOLO 6

| | |
|---|-----|
| Figura 6.1 PBPF proposta da FEMA 308..... | 103 |
| Figura 6.2 PBPF per la riparabilità degli edifici | 104 |
| Figura 6.3 Comportamento di tipo duttile (a), duttilità limitata (b), fragile (c) e (d) | 110 |
| Figura 6.4 Curve di capacità ottenute attraverso l'approccio per meccanismi con evidenziato il collasso per taglio dei pilastri (magenta) e dei nodi (rosso)..... | 113 |
| Figura 6.5 Livello di sicurezza con riferimento alla rottura a taglio dei pilastri (a) e dei nodi (b) per la classe di edificio 5 piani 62-71..... | 114 |
| Figura 6.6 Confronto tra meccanismi duttili (-), fragili: taglio pilastri (...) e fragili: nodi (---) per la classe di edifici 3 piani 62-71 (a) e 4 piani 62-71 (b)..... | 114 |
| Figura 6.7 Confronto tra meccanismi duttili (-), fragili: taglio pilastri (...) e fragili: nodi (---) per la classe di edifici 5 piani 62-71 (a) e 6 piani 62-71 (b)..... | 115 |
| Figura 6.8 Edifici all'interno del Rione Libertà (arancione) in Benevento..... | 119 |
| Figura 6.9 Numero di edifici del campione totale per ogni classe..... | 120 |
| Figura 6.10 Area totale in elevazione del campione in esame (EA) | 120 |
| Figura 6.11 Curva di pericolosità sismica in funzione dell'accelerazione di picco al suolo a_g per la città di Benevento | 123 |
| Figura 6.12 Accelerazione di picco al suolo (PGA) per un evento sismico con probabilità di superamento del 10% in 50 anni per il Rione Libertà (Benevento) | 123 |
| Figura 6.13 Media dello spettro di risposta di accelerogrammi sintetici su suolo rigido (curva tratteggiata) e media e deviazione standard $\pm \sigma$ degli spettri di risposta in superficie per il Rione Libertà (curva nera e curve verdi) | 124 |

| | |
|---|-----|
| Figura 6.14 Spettro di risposta (NTC2008) e spettro (linea continua) e media degli spettri di risposta ottenuti per il Rione Libertà (Traiano 2004) | 126 |
| Figura 6.15 Curva PL-Cr per la determinazione delle soglie di PL (PBPF ₀)..... | 129 |
| Figura 6.16 Definizione delle soglie per il quadro politico PBPF ₀ | 130 |
| Figura 6.17 PBPF ₀ con i relativi valori IP, PL PC calcolati per Rione Libertà (NTC08) | 131 |
| Figura 6.18 PBPF ₀ con i relativi valori IP, PL PC calcolati per Rione Libertà (RL)..... | 131 |
| Figura 6.19 Costi di riparazione e livello di sicurezza iniziale e costi da affrontare con riferimento alla Policy adottata per PL raggiunto per la domanda sismica NTC08 | 133 |
| Figura 6.20 Costi degli interventi di rafforzamento o demolizione per ogni singola classe di Rione Libertà (NTC08) | 133 |
| Figura 6.21 Costi globali C (in milioni di euro) e media della probabilità di collasso $P_{C,m}$ per l'intero database di edifici del Rione Libertà (96 edifici). In bianco, il rombo e il triangolo corrispondenti rispettivamente ai soli interventi di riparazione per la domanda sismica NTC08 e RL, mentre in grigio i valori di costo e probabilità di collasso dopo l'applicazione della PBPF ₀ | 134 |
| Figura 6.22 Costi di riparazione e livello di sicurezza iniziale e costi da affrontare con riferimento alla Policy adottata per PL raggiunto per la domanda sismica RL | 136 |
| Figura 6.23 Curva PL-Cr per la determinazione delle soglie di PL (PBPF ₁)..... | 137 |
| Figura 6.24 PBPF ₁ con i relativi valori IP, PL PC calcolati per Rione Libertà (NTC08) | 138 |
| Figura 6.25 Costi di riparazione e livello di sicurezza iniziale e costi da affrontare con riferimento alla PBPF ₁ per la PL raggiunta per la domanda sismica NTC08..... | 139 |
| Figura 6.26 PBPF ₂ con i relativi valori IP, PL PC calcolati per Rione Libertà (NTC08) | 140 |
| Figura 6.27 Costi di riparazione e livello di sicurezza iniziale e costi da affrontare con riferimento alla PBPF ₂ per la PL raggiunta per la domanda sismica NTC08..... | 141 |
| Figura 6.28 PBPF ₃ con i relativi valori IP, PL PC calcolati per Rione Libertà (NTC08) | 142 |
| Figura 6.29 Costi di riparazione e livello di sicurezza iniziale e costi da affrontare con riferimento alla PBPF ₂ per la PL raggiunta per la domanda sismica NTC08..... | 143 |
| Figura 6.30 Costi globali C (in milioni di euro) e media della probabilità di collasso $P_{C,m}$ per l'intero database di edifici del Rione Libertà (96 edifici). In bianco, i soli interventi di riparazione per la domanda sismica NTC08, mentre in grigio i valori di costo e probabilità di collasso della PBPF ₀ , PBPF ₁ , PBPF ₂ , PBPF ₃ | 144 |

Indice delle Tabelle

CAPITOLO 2

| | |
|---|----|
| Tabella 2.1 Tensioni ammissibili dell'acciaio e del calcestruzzo..... | 34 |
| Tabella 2.2 Caratteristiche acciaio Aq50..... | 35 |
| Tabella 2.3 Sway index e sway demand index per l'edificio di 8 piani valutato per una distribuzione di forze proporzionali alle masse e al primo modo | 38 |
| Tabella 2.4 Sway index e sway demand index per l'edificio di 6 piani valutato per una distribuzione di forze proporzionali alle masse e al primo modo | 39 |
| Tabella 2.5 Sway index e sway demand index per l'edificio di 4 piani valutato per una distribuzione di forze proporzionali alle masse e al primo modo | 39 |

CAPITOLO 3

| | |
|---|----|
| Tabella 3.1 Classi di edificio analizzate | 48 |
| Tabella 3.2 Parametri e distribuzioni assunte..... | 49 |
| Tabella 3.3 Valori della mediana e dei percentili dei parametri che descrivono le curve di capacità per le classi di edificio considerate | 54 |
| Tabella 3.4 Coefficienti del polinomio di primo grado (eq.3) per la determinazione del valore mediano e dei percentili di PL | 57 |

CAPITOLO 4

| | |
|--|----|
| Tabella 4.1 Livelli di danno definiti dalla scala MSK76 (Medveded, 1977)..... | 63 |
| Tabella 4.2 Classificazione Irpinia | 64 |
| Tabella 4.3 Coefficienti binomiali relativi alle DPM GNDT-SSN 2002..... | 67 |
| Tabella 4.4 Fattori modificatori del parametro SPD per gli edifici in C.A. | 71 |
| Tabella 4.5 Parametri della curva lognormale per la determinazione delle curve di fragilità per le classi di edificio considerate (con P3= NO REG, P4= REG and P5= ISOLATO) per la configurazione intatta e per assegnati valori di richiesta di duttilità ($(REC_{ag,\mu}$ e β con $\mu=2, 3$ e 4)..... | 82 |
| Tabella 4.6 Probabilità al collasso per l'azione sismica pari a $1g$ per la struttura intatta e per le richieste di duttilità pari a 2,3,4 per la classe 2 piani "46-61" e per la classe 3 piani "46-61" | 84 |

CAPITOLO 5

| | |
|---|----|
| Tabella 5.1 Interventi di rafforzamento strutturale in funzione del livello e dell'estensione del danno strutturale e del livello di sicurezza riferito alla struttura non danneggiata (condizione pre-sisma) | 90 |
| Tabella 5.2 Database degli edifici in c.a. danneggiati dal terremoto di L'Aquila..... | 92 |
| Tabella 5.3 Risultati dell'applicazione della relazione PL- μ per due classi di edificio e con $a_g=0.2g$ e $a_g=0.45g$ | 98 |

CAPITOLO 6

| | |
|---|-----|
| Tabella 6.1 Valori di duttilità per le rotture fragili del pilastro e del nodo | 112 |
| Tabella 6.2 N° edifici e EA degli edifici in esame | 121 |
| Tabella 6.3 Accelerazioni di picco al suolo per diversi periodi di ritorno del sito Rione Libertà..... | 122 |
| Tabella 6.4 IP, P_C e PL per le classi di edificio del Rione Libertà. PL_{NTC08} è ottenuta applicando l'azione sismica da normativa (NTC, 2008), sottosuolo B, e PL_{RL} è ottenuto dallo spettro medio in superficie del Rione Libertà (Traiano, 2004)..... | 127 |
| Tabella 6.5 Opzioni di riparazione e rafforzamento e di demolizione e relativi costi e PL per la domanda sismica NTC08 (PBPF ₀)..... | 132 |
| Tabella 6.6 Opzioni di riparazione e rafforzamento e di demolizione e relativi costi e PL per la domanda RL..... | 135 |
| Tabella 6.7 Opzioni di riparazione e rafforzamento e di demolizione e relativi costi e PL per la domanda sismica NTC08 (PBPF ₁)..... | 138 |
| Tabella 6.8 Opzioni di riparazione e rafforzamento e di demolizione e relativi costi e PL per la domanda sismica NTC08 (PBPF ₂)..... | 140 |
| Tabella 6.9 Opzioni di riparazione e rafforzamento e di demolizione e relativi costi e PL per la domanda sismica NTC08 (PBPF ₃)..... | 142 |

CAPITOLO 1

INTRODUZIONE

La resilienza di una comunità, può essere migliorata attraverso la valutazione di strategie di intervento necessarie a consentire alla popolazione di tornare ai livelli di funzionalità pre-sisma (o altri livelli accettabili) il più rapidamente possibile a seguito del verificarsi di un terremoto dannoso (Bruneau et. al. 2003). Tuttavia la mancanza di norme e criteri chiari per la riparazione degli edifici e la ri-occupazione dopo un evento sismico ha spesso creato polemiche in quanto nella maggior parte dei casi è ritardata a causa di un lungo processo di determinazione dei livelli di sicurezza. Le indicazioni contenute nei primi documenti che hanno affrontato in maniera sistematica il problema della valutazione degli edifici danneggiati (FEMA 306), adottate anche negli standards di valutazione post-sismica nipponica (JPDPA, 1991, Nakano et al 2004) o nelle linee guida per (Bazzurro et al., 2004) hanno chiaramente indicato nella Capacità Residua un parametro utile alla valutazione del livello prestazionale di edifici danneggiati.

Le decisioni sulla riparabilità di edifici danneggiati da sisma, dunque, dipendono in maniera cruciale dalla valutazione della variazione di sicurezza associata alla capacità residua; inoltre, è fondamentale una stima dei costi di riparazione per portare l'edificio al suo stato originale e, se necessario, degli eventuali costi di retrofit da doversi sostenere.

Esistono diversi approcci, con diverso livello di approssimazione, per la valutazione delle prestazioni sismiche di edifici danneggiati da sisma. Il maggior livello di dettaglio è associato a metodi che utilizzano analisi dinamiche non-lineari per valutare la variazione di sicurezza associata ai danni strutturali causati dal sisma (Polese et al., 2013c; Raghunandan et al. 2014). Ad esempio, in (Raghunandan et al. 2014) si è osservato che se l'edificio non presenta danni estesi a seguito di un mainshock, la sua capacità in termini di resistenza non sarà influenzata significativamente durante un aftershock, mentre se il danno dovuto al sisma principale è esteso, vi sarà una successiva riduzione di capacità a seguito di ulteriori sequenze sismiche. Le analisi di dettaglio sono però, molto spesso, non applicabili da professionisti del settore che necessitano di uno strumento più semplice e veloce per la valutazione di sicurezza.

Ad un livello intermedio di complessità si collocano metodi che utilizzano analisi di pushover o modelli ad un sol grado di libertà (SDOF) calibrati sulle pushover stesse. In (Bazzurro et al., 2004) viene proposto un approccio quantitativo semplificato per la valutazione della sicurezza di edifici danneggiati; il metodo, che si avvale di analisi incrementali dinamiche (IDA) su modelli SDOF equivalenti al sistema reale, le

cosiddette SPO2IDA (Vamvatsikos et al., 2006) consente la valutazione di agibilità post sisma correlando la capacità residua della struttura che ha subito il danneggiamento e la pericolosità sismica in termini di aftershock; tale metodo è stato applicato in (Maffei et al. 2011) per alcuni edifici in acciaio. In (Polese et al. 2013a) la capacità residua degli edifici in C.A. è valutata attraverso analisi pushover su sistemi a più gradi di libertà (MDOF) rappresentativi della struttura reale; le pushover sono effettuate per diverse configurazioni di danno dovute ad un ipotetico mainshock e sono applicate ad edifici in Cemento Armato C.A., valutando la variazione di capacità residua e la relativa perdita prestazionale, il cosiddetto Performance Loss *PL*.

Anche le analisi di pushover, tuttavia, non si prestano a valutazioni speditive da applicarsi a larga scala. Vi è dunque la necessità di definire approcci più speditivi che permettano di analizzare, in via preliminare, il livello di sicurezza di classi di edifici in un'area.

In questo lavoro di tesi, partendo dall'approccio introdotto in (Polese et al. 2013a), si è innanzitutto proposta una semplificazione mirata alla valutazione della variazione di capacità residua ed il relativo Performance Loss *PL* per classi di edifici in C.A. a scala territoriale.

Il problema della definizione dei livelli di sicurezza ai quali riportare gli edifici danneggiati e dei costi necessari alla ricostruzione è stato affrontato in modo diverso a seguito dei principali eventi sismici che si sono verificati negli ultimi 30 anni in Italia. Nel terremoto dell'Irpinia del 1980 il finanziamento era dato in base al costo di nuova costruzione. Nel tentativo di rendere più equo il finanziamento, a seguito del terremoto dell' Umbria Marche del 1997, il costo ammissibile è stato calibrato in base all'ammontare e al tipo di danno e tenendo conto della vulnerabilità iniziale degli edifici. Le stime di danno e vulnerabilità, così come per il terremoto del Molise 2002, erano demandate a Progetti Preliminari Semplificati aventi il duplice scopo di quantificare il danno e di prevedere i costi di riparazione, miglioramento e adeguamento sismico (Giovinazzi et al. 2007). Solo a seguito del terremoto de L'Aquila del 2009, invece, ci si è avvalsi di valutazioni dettagliate su ogni singolo edificio, finanziando completamente i costi di riparazione e calibrando i costi necessari al rafforzamento sismico.

Idealmente, la stima dei costi di riparazione per edifici danneggiati da sisma, va effettuata sulla base dei danni osservati sul sistema strutturale e non strutturale di ogni edificio. Nell'ottica di una valutazione coerente con un approccio prestazionale, tuttavia, sarebbe auspicabile poter valutare i costi attesi in relazione al danno stimato analiticamente.

Anche per la valutazione dei costi esistono approcci a livello di dettaglio variabile, da potersi applicare per analisi di singoli edifici o per valutazioni a larga scala.

La stima dei costi può essere eseguita attraverso approcci di dettaglio come proposto in (Aslani & Miranda 2005) o come in (Ramirez et al. 2012) dove viene presentata una

stima dei costi di riparazione per le tipologie di edifici tipici della California valutando in via preventiva i costi necessari ad eliminare le perdite causate dal sisma al fine di fornire utili informazioni ai “decision makers” sugli investimenti necessari ad innalzare i livelli di sicurezza per mitigare le perdite economiche. Di contro, le stime semplificate proposte in Hazus (1999), consentono la valutazione dei costi su larga scala derivando le perdite economiche dirette per diverse tipologie di strutture tipiche degli Stati Uniti. Volendo applicare una valutazione integrata delle perdite prestazionali e dei costi associati al danno causato dal sisma, sarebbe auspicabile disporre di una metodologia integrata, che consentisse di valutare coerentemente la variazione di capacità e sicurezza attesa a seguito del danno ed i costi ad essa associati.

Un secondo obiettivo perseguito in questo lavoro di tesi, dunque, è quello di proporre un approccio integrato che legasse i costi di ricostruzione alla perdita di capacità.

In particolare in questo lavoro, attraverso la banca dati dei costi di riparazione, resa disponibile a seguito del terremoto di L’Aquila del 2009 che raccoglie i dati sui costi di più di 2300 edifici in C.A. danneggiati, è stato possibile definire uno strumento che colleghi il PL ai costi di riparazione.

La valutazione di riparabilità è uno strumento che può supportare efficacemente la redazione di politiche di ricostruzione efficaci e basate su valutazioni quantitative. In FEMA 308 è stato definito un approccio di valutazione alle prestazioni (Performance based policy framework PBPF) che mette in relazione l’indice di sicurezza degli edifici nel loro stato iniziale (*IP*) e le perdite prestazionali definite dal PL consentendo l’individuazione di stati della struttura accettabili o meno nei confronti della riparabilità.

Utilizzando lo strumento messo a punto in questa tesi, che collega il PL ai costi di riparazione, si è testata l’ipotetica applicazione del PBPF proposto in FEMA 308 al fine della valutazione della riparabilità, applicandolo ad un caso studio per una municipalità nel sud Italia, mostrando come la scelta di soglie prestazionali sia cruciale nell’influenzare le decisioni nel post-sisma.

1.1 Organizzazione della tesi

Il lavoro svolto e presentato in questa tesi ripercorre per stadi successivi lo sviluppo di strumenti semplificati per la valutazione di vulnerabilità ed è stato documentato in diversi lavori di cui lo scrivente è coautore. In particolare, in (Polese et al., 2013b) è presentato l'approccio per meccanismi MEC per la valutazione semplificata della capacità residua di edifici danneggiati, mentre in (Polese et al. 2015a) questo approccio è stato applicato per valutare la variazione delle curve di fragilità in funzione del danno atteso per diverse classi di edifici in C.A.. L'approccio MEC, inoltre, è stato esteso per consentire la valutazione di curve di capacità e della relazione fra perdita di capacità (espressa in termini di Performance Loss PL) e duttilità richiesta per classi di edifici (Polese et al. 2015b). In quest'ultimo lavoro si è anche proposto un approccio semplificato per la stima dei costi di riparazione in funzione del PL atteso. Infine, l'applicazione degli strumenti sviluppati ha consentito di testare l'applicazione di una policy per la ricostruzione improntata alle prestazioni, ispirata al PBPF introdotto in FEMA 308 (Polese et al., 2015c).

Nei diversi capitoli della tesi sono illustrati i diversi aspetti introdotti precedentemente, riportando aspetti metodologici e risultati.

Nel Capitolo 2 si affronta il problema del comportamento sismico degli edifici danneggiati da sisma attraverso la valutazione della Capacità Residua (REC). Partendo dai risultati ottenuti in (Polese et al. 2013a) dove si è mostrato come sia possibile ricavare REC attraverso analisi pushover previa opportuna modifica delle cerniere plastiche degli elementi che abbiano subito un danno (Di Ludovico et al, 2013), è stato sviluppato un approccio per la valutazione preliminare della capacità residua basato su analisi semplificate per meccanismi (MEC) per diverse tipologie di edifici in C.A. (Polese et al. 2013b).

Al fine di confrontare i risultati dell'approccio per meccanismi con quelli ottenuti dalle analisi statiche non lineari si è proceduto con la progettazione simulata degli edifici che più rappresentano il patrimonio edilizio del secolo scorso tenendo conto dell'evoluzione normativa nei confronti delle azioni sismiche.

Partendo dall'approccio per meccanismi per la valutazione delle curve di capacità nella configurazione intatta e danneggiata, nel Capitolo 3 (Polese et al. 2014) si è proceduto all'analisi della variazione della capacità residua e della relativa Performance Loss per analisi di scenario valutando la perdita di capacità, inizialmente per un determinato stato di danno e successivamente in funzione della richiesta di duttilità determinando una relazione $PL-\mu$ per tutte le classi di edifici considerate.

Questo approccio è stato ulteriormente sviluppato, utilizzando la capacità residua come parametro significativo delle curve di fragilità rappresentative del danno. Nel Capitolo 4 viene proposto un approccio ibrido per la valutazione delle curve di fragilità in

funzione del danno, valutandole inizialmente con un approccio empirico attraverso le matrici di probabilità di danno (DPM); successivamente, applicando il metodo MEC per la valutazione della capacità residua nella configurazione danneggiata è stata valutata la variazione della curva di fragilità per un assegnato spettro elastico (Polese et al. 2015a).

Nel Capitolo 5 viene introdotto lo strumento operativo per la valutazione di riparabilità attraverso la valutazione della PL e dei costi di riparazione degli edifici esistenti in C.A. disponibili a seguito del processo di ricostruzione di L'Aquila dopo il sisma del 2009 (Polese et.al.2015b). Associando ad ogni livello di classificazione post-sisma (B-C, E, EcomeB, Edem) un intervallo di accelerazione di picco al suolo, opportunamente calibrato, è stato possibile definire la relazione fra il PL ed i costi di riparazione attesi C_r (adimensionalizzati al costo di ricostruzione) $PL - C_r$, ottenuta attraverso un'analisi di regressione, al fine di ottenere una stima dei costi di riparazione in funzione della PL attesa.

Nel capitolo 6, infine, utilizzando i diversi strumenti messi a punto, si è testata l'ipotetica applicazione del PBPF proposto in FEMA 308 al fine della valutazione della riparabilità, applicandolo ad un caso studio per una municipalità nel sud Italia, mostrando come la scelta di soglie prestazionali sia cruciale nell'influenzare le decisioni nel post-sisma (Polese et.al.2015c). Attraverso la definizione delle soglie rappresentative della Policy quali l'indice di sicurezza IP e la Performance Loss PL è stato possibile definire i limiti di convenienza tra la riparazione, il rafforzamento e la demolizione o ricostruzione in modo tale di conoscere per ogni coppia $IP-PL$, relativa ad una classe di età ed altezza, quale sia la migliore soluzione da adottare. La variazione delle soglie e quindi dei costi di riparabilità sono parametri che devono essere scelti con estrema cura, in quanto oltre a stabilire il costo di riparabilità delineano il confine del valore minimo di sicurezza accettabile.

CAPITOLO 2

VALUTAZIONE DELLA CAPACITÀ RESIDUA DEGLI EDIFICI IN C.A.

2.1 L'importanza della capacità residua per la valutazione della sicurezza post sismica

La valutazione della Capacità Residua è utile alla valutazione del livello di sicurezza degli edifici danneggiati nel post sisma e al loro livello di agibilità.

Usualmente, la valutazione del livello di sicurezza viene stabilita attraverso un'ispezione visiva di tecnici "esperti" alla valutazione del livello di danno (ATC-20; Baggio et al. 2007),

Tuttavia, la valutazione degli effetti strutturali causati dal terremoto, come riconosciuto anche nelle procedure americane per la valutazione post sisma (ATC 1989), necessari alla definizione degli interventi di riparazione e rafforzamento o all'eventuale demolizione e ricostruzione, è demandata ad analisi basate su modelli meccanici adeguati.

Nel progetto ATC-43 (FEMA 306, 1998) sono stati analizzati gli strumenti e i metodi disponibili per analisi sismiche di edifici danneggiati evidenziando gli aspetti prestazionali delle strutture a seguito del danno osservato. Quel che si è evidenziato è che il comportamento dei singoli elementi controlla il comportamento globale dell'intero edificio e quindi nella valutazione del danno è necessario capire come variano le proprietà degli elementi a causa del danneggiamento; altro aspetto è che l'analisi del danno può rivelare forme del comportamento dei singoli elementi che non sono stati considerati in fase di progettazione. Sulla base di tali considerazioni, si propone di analizzare il comportamento degli edifici danneggiati adottando analisi pushover come strumento di analisi non lineare, considerando una opportuna modifica delle cerniere plastiche degli elementi danneggiati (fattori riduttivi λ).

Tra i metodi di valutazione di Capacità Residua, nelle linee guida per la valutazione degli edifici danneggiati (Bazzurro et al., 2004) la metodologia di valutazione di

agibilità post sisma si basa sia sull'analisi quantitativa della capacità residua a seguito del danno indotto da un terremoto, sia dalla definizione della pericolosità sismica in termini di aftershock per il sito di interesse. Considerando che gli stati di danno di un edificio, a seguito di un mainshock, possono essere individuati attraverso analisi strutturali, è possibile supporre che il comportamento post elastico di un edificio sia descritto da analisi statiche non lineari e pertanto per valutare la capacità residua ci si avvale di analisi pushover effettuate su edifici a diverso grado di danno. In accordo con questo approccio, accoppiando i risultati della valutazione quantitativa (analisi pushover) con la pericolosità degli aftershock, la capacità residua è definita come la minore accelerazione spettrale (al periodo fondamentale T_1 e con smorzamento al 5%) che può portare al collasso locale o completo durante un aftershock.

Nelle Linee Guida nipponiche per la valutazione post sisma (JPDPA, 1991, Nakano et al 2004) vengono descritte le metodologie di analisi post sisma sia sulla base dei rilievi effettuati a seguito del terremoto di Kobe, sia sulla calibrazione di risultati sperimentali (Maeda et al. 2004). Al fine di stabilire un giudizio sulla vulnerabilità, in (Otani 2000) viene introdotto un Indice sismico I_s dato dal prodotto tra E_0 (indice di struttura) rappresentativo della capacità sismica, S_D (indice di configurazione) che tiene conto di eventuali irregolarità in pianta o in elevazione e T (indice di età) che tiene conto della riduzione di resistenza dovuta alla vetustà dell'opera. L'indice E_0 , concettualmente analogo al concetto di capacità residua definita in (Bazzurro et al., 2004), è espresso in funzione di un indice di resistenza C (taglio alla base) e un indice di duttilità F (capacità deformativa dell'edificio); il prodotto $C \cdot F$ come definito in (Otani, 2003) è proporzionale alla massima intensità sismica che un sistema reale può sopportare prima di raggiungere la sua capacità. La capacità residua R (in percentuale) per edifici danneggiati è definita con la relazione (2.1):

$$R = \frac{I_{s,D}}{I_s} \cdot 100(\%) \quad (2.1)$$

dove $I_{s,D}$ rappresenta l'indice sismico valutato per la struttura con elementi danneggiati. Tale indice può essere valutato sulla base di un fattore di riduzione di capacità η che dipende dalla capacità di dissipazione isteretica degli elementi nella configurazione pre e post sisma. (fig. 2.1).

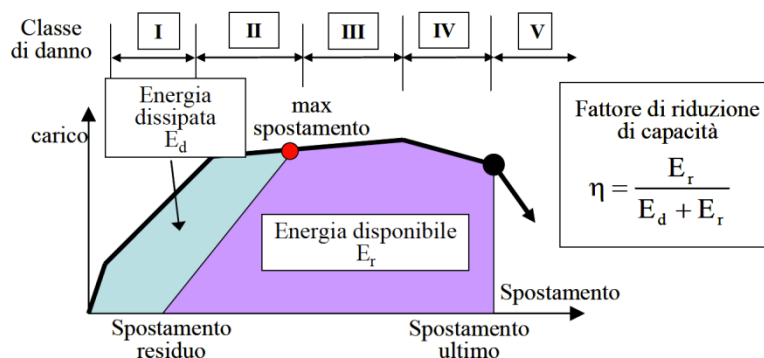


Figura 2.1 Definizione del fattore di riduzione di capacità (da Nakano et al. 2004)

Il fattore di riduzione η è calibrato su prove sperimentali, al variare del livello di danno e per diversi elementi proprio come i coefficienti modificatori λ utilizzati per modificare le cerniere plastiche secondo l'approccio proposto in (FEMA 306, 1998). Nei successivi paragrafi sarà introdotto il metodo di valutazione della capacità residua come presentato in (Polese et al. 2013a), proponendo successivamente un approccio semplificato per meccanismi (MEC) per la sua rapida valutazione. Secondo questo approccio, si considera solo la definizione dell'involuppo monotono delle cerniere plastiche nel meccanismo di collasso, trascurando l'eventuale degrado ciclico che può essere considerato con opportuni legami di isteresi delle cerniere, considerato in altri studi (es. Cuevas & Pampanin 2014). Tale approssimazione è giustificata in applicazioni volte alla valutazione semplificata e speditiva della capacità residua, mentre modelli isteretici di maggior dettaglio possono essere opportunamente introdotti su sistemi MDOF finalizzati all'esecuzione di analisi dinamiche non lineari in cui si voglia studiare la prestazione di singoli edifici di particolare interesse.

2.2 Valutazione della Capacità Residua con Analisi di Pushover (PA)

Tenendo conto del metodo di valutazione proposto in (FEMA 306, 1998), e applicato in (Bazzurro et al., 2004) e in (Maffei et al., 2006) per edifici in acciaio, in (Polese et al., 2013a) è stata proposta una procedura di valutazione che permette di esprimere il comportamento sismico di edifici esistenti in C.A. danneggiati in funzione della loro capacità residua (REC) utilizzando analisi di pushover.

La valutazione della capacità sismica attraverso analisi pushover, permette di determinare la capacità residua sia nella configurazione intatta, sia in quella danneggiata per diversi stati di danno prodotti da un main-shock. Il metodo proposto in (Polese et al. 2013a), di seguito descritto, a differenza di quanto proposto da (Bazzurro et al., 2004) prevede che la relazione tra capacità e domanda sismica sia determinata con un approccio in linea con il metodo $N2$ (Fajfar, 2000), che viene spesso adottato nelle norme Europee per la determinazione della domanda sismica, valutata attraverso analisi statiche non lineari e con l'ausilio di analisi spettrale. Dunque la capacità residua (REC) è un parametro volto a rappresentare la capacità sismica dell'edificio (al collasso) in termini di quantità spettrale. In (Polese et al., 2013a) REC_{sa} è definita come l'accelerazione spettrale (al periodo T_{eq} del sistema SDOF equivalente alla struttura reale) corrispondente al collasso dell'edificio; quest'ultimo è fatto corrispondere al primo attingimento della rotazione CP (Collapse Prevention) per un elemento (ACI 2011). I principali passaggi del metodo per la determinazione della capacità residua REC per struttura intatta e danneggiata è illustrata in figura 2.2. La capacità globale dell'edificio può essere determinata attraverso analisi pushover utilizzando modelli a plasticità concentrata (Step 1), in cui il comportamento a flessione delle cerniere è convenientemente caratterizzato modellando la cerniera plastica con una bilineare momento – rotazione allo snervamento (M_y e θ_y) e a rottura (M_u e θ_u). Al fine di descrivere la progressione del danno a causa di un ipotetico main-shock si possono introdurre degli stati di danno globali (Step 2) opportunamente definiti per la struttura. In (Polese et al., 2013a), il livello di danno prossimo al collasso D_3 e il livello di danno moderato D_2 sono definiti in base al presupposto che l'elemento più critico controlla lo stato della struttura; in particolare D_3 corrisponde al primo raggiungimento dello stato di prevenzione dal collasso CP per un dato elemento (ACI 369-R, 2011) e D_2 al primo raggiungimento di $0.5 CP$. Per lo stato di danno limitato (D_1) si suppone che esso si verifichi al raggiungimento dello spostamento di snervamento della bilineare equivalente.

Nell'ipotesi di studiare il comportamento delle strutture attraverso l'analisi pushover, può essere determinato sia lo stato di danno globale che la richiesta di duttilità locale attinta in corrispondenza del drift corrispondente agli stati di danno globali identificati. Inoltre, il comportamento di edifici danneggiati può essere studiato con analisi statiche non lineari eseguite su un modello strutturale opportunamente modificato. In particolare, considerando la richiesta di duttilità di ciascun elemento strutturale causata da un ipotetico main-shock, le relative forza-deformazione o momento-rotazione possono essere modificate attraverso coefficienti dipendenti dal rapporto di duttilità (Step 3) (Di Ludovico et al., 2013), ed in questo modo è possibile determinare le curve pushover per la struttura danneggiata (Step 4).

L'analisi pushover (intatta o modificata, per ciascun livello di danno considerato) è uno strumento essenziale per l'applicazione del Capacity Spectrum Method (CSM) (Fajfar,

1999), che permette di determinare la risposta degli edifici per terremoti di una data forma spettrale. Infatti, dato uno spostamento ultimo, opportunamente definito sulla curva di pushover nella configurazione intatta o danneggiata, la trasformazione della curva di pushover nella bilineare equivalente, permette di stimare i parametri significativi per il sistema equivalente ad un solo grado di libertà (SDOF), come lo spostamento allo snervamento d_y^* e lo spostamento ultimo d_u^* , la capacità di duttilità $\mu_{cap} (=d_u^*/d_y^*)$, il coefficiente di taglio alla base C_b e il periodo T_{eq} .

REC_{Sa} è rappresentata dall'accelerazione spettrale $S_a(T_{eq})$ corrispondente all'attingimento del collasso della struttura.

A tal fine, può essere applicato il metodo N2 incrementale (IN2) (Dolšek & Fajfar, 2004), che consente la costruzione della curva approssimata mettendo in relazione la domanda sismica e l'intensità sismica, con riferimento ad un SDOF equivalente ottenuto sulla base dell'analisi pushover (step 5).

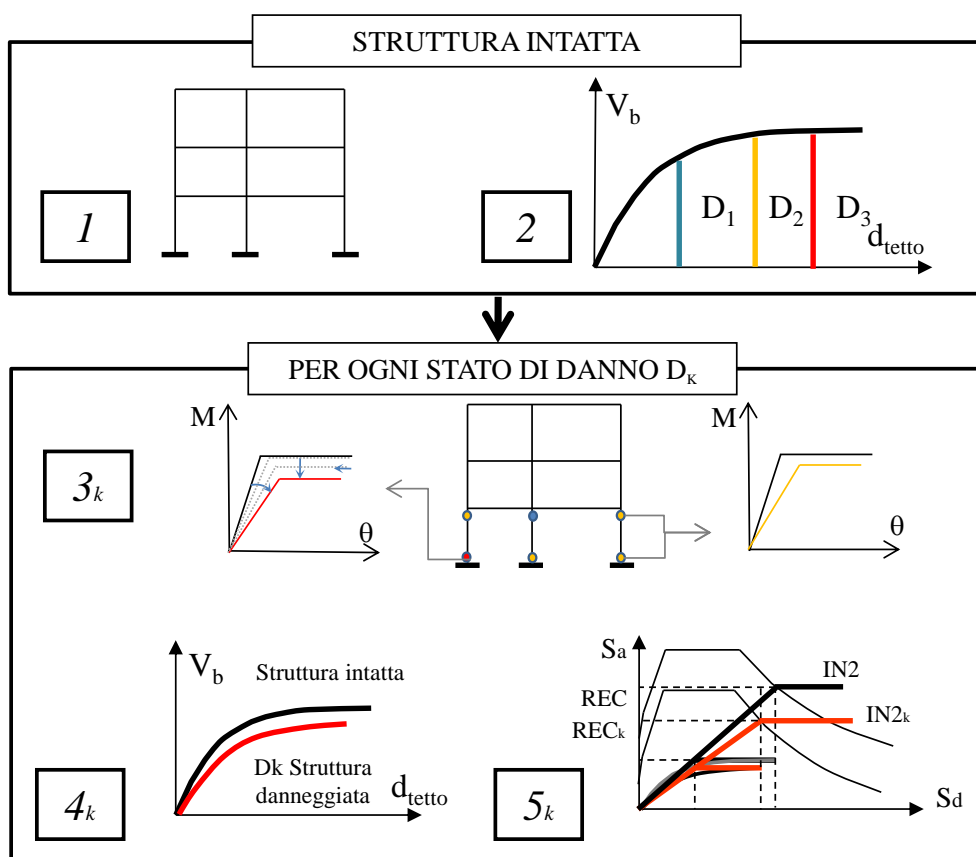


Figura 2.2 Diagramma illustrativo delle fasi fondamentali per la valutazione della capacità residua REC per strutture intelaiate

Nel caso più comune di applicazione del principio di uguaglianza degli spostamenti ($T_{eq} \geq T_c$) la curva $IN2$ è una linea retta dall'origine fino al punto di collasso, che è l'unico che deve essere determinato e che corrisponde a REC_{Sa} . È facilmente verificabile che, nell'ipotesi di uguaglianza degli spostamenti, la REC_{Sa} può essere calcolata semplicemente come il prodotto del coefficiente di taglio alla base C_b e la capacità di spostamento in termini di duttilità μ_{cap} :

$$REC_{Sa} = C_b \cdot \mu_{cap} \quad \text{per} \quad T_{eq} \geq T_c \quad (2.2)$$

Analogamente, si può verificare che, per $T_{eq} < T_c$, la capacità residua può ancora essere associata a C_b e μ_{cap} . Infatti, adottando la relazione $R-\mu-T$, introdotta in (Vidic et al., 1994) e dato che per una determinata intensità sismica portare la struttura al collasso R è uguale al rapporto REC_{Sa} / C_b si ha:

$$REC_{Sa} = C_b \cdot (\mu_{cap} - 1) \cdot \frac{T_{eq}}{T_c} + 1 \quad \text{per} \quad T_{eq} \leq T_c \quad (2.3)$$

Quando si fa riferimento alla struttura nel suo stato non danneggiato è possibile ottenere la REC iniziale ($REC_{Sa,0}$ o $REC_{ag,0}$). D'altra parte, dopo un main-shock la struttura può essere danneggiata per un definito livello di danno D_i e gli elementi strutturali di un determinato telaio possono essere localmente soggetti a richiesta di duttilità (corrispondente anche a livelli di danno locale).

Successivamente, applicando lo stesso metodo utilizzato per la determinazione $REC_{Sa,0}$ (e $REC_{ag,0}$) può essere calcolato anche il REC allo stato di danno D_i ($REC_{Sa,i}$ o $REC_{ag,i}$).

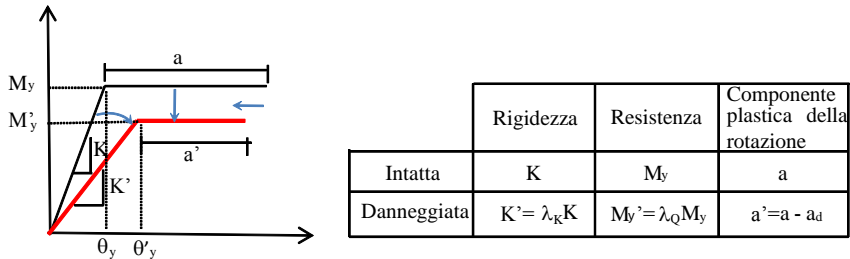


Figura 2.3 criteri di modellazione per le cerniere plastiche danneggiate: la bilineare momento-rotazione della cerniera plastica è modificata con una variazione della rigidezza relativa ($K' = \lambda_K K$), forza ($M_y' = \lambda_Q M_y$) e capacità di rotazione plastica ($a' = a - a_d = a - (\theta'_y - \theta_y) \cdot RD = a - (\theta_y (\lambda_Q / \lambda_K - 1) \cdot RD)$, con λ coefficienti moltiplicativi di rigidezza o forza e residual drift (RD) degli elementi (per ulteriori dettagli vedi (Polese et al., 2012a) e (Bazzurro et al., 2004)).

Data la comodità di stima diretta dell'accelerazione di picco, come parametro di intensità di danno, la capacità residua viene valutata anche in termini di a_g : data la forma spettrale, REC_{ag} è il minimo ancoraggio dell'accelerazione di picco tale da

determinare il collasso dell'edificio e corrispondente alla REC_{Sa} ridimensionata per il fattore di amplificazione spettrale T_{eq} ricavabile attraverso l'inversione delle espressioni utilizzate per determinare lo spettro di risposta elastico. Di seguito vengono riportate le formulazioni di REC_{ag} ricavate dall'EC8:

$$REC_{ag} = \frac{REC_{Sa}}{T_B + T_{eq}(\eta \cdot 2.5 - 1)} \cdot \left(\frac{T_B}{S} \right) \quad 0 \leq T_{eq} \leq T_B \quad (2.4)$$

$$REC_{ag} = \frac{REC_{Sa}}{(S \cdot \eta \cdot 2.5)} \quad T_B \leq T_{eq} \leq T_C \quad (2.5)$$

$$REC_{ag} = \frac{REC_{Sa}}{(S \cdot \eta \cdot 2.5)} \cdot \left(\frac{T_{eq}}{T_C} \right) \quad T_C \leq T_{eq} \leq T_D \quad (2.6)$$

$$REC_{ag} = \frac{REC_{Sa}}{(S \cdot \eta \cdot 2.5)} \cdot \left(\frac{T_{eq}^2}{T_C \cdot T_D} \right) \quad T_D \leq T_{eq} \leq 4s \quad (2.7)$$

2.3 Valutazione della Capacità Residua con analisi per Meccanismi (MEC)

Qualora si intenda ricavare la capacità residua (REC) per diverse classi di edifici, l'analisi Pushover può rivelarsi uno strumento troppo oneroso dal punto di vista computazionale.

Considerando un sistema con $T_C < T_{eq} < T_D$, situazione tipica per edifici esistenti in c.a. di media altezza, ed in base alle equazioni (2.2), (2.3), (2.4), (2.5), (2.6) e (2.7) si osserva che REC_{Sa} dipende da C_b e μ_{cap} del sistema equivalente, mentre REC_{ag} varia proporzionalmente al prodotto $C_b \mu_{cap} T_{eq}$. Quindi, la stima di questi fattori per diversi tipi di sistemi strutturali e tipologie di meccanismo per i diversi livelli di danno diventa cruciale nella stima dei livelli di sicurezza pre- e post-terremoto.

Pertanto di seguito si propone un metodo approssimato che consente di valutare REC sulla base dei parametri (C_b , μ_{cap} e T_{eq}).

C_b , μ_{cap} e T_{eq} possono essere facilmente calcolati adottando l'approccio per meccanismi (MEC) attraverso le seguenti fasi riassunte in figura 2.4

1. Valutazione del probabile meccanismo per ogni telaio
2. Valutazione del taglio alla base V_b e del coefficiente di taglio alla base C_b attraverso la formulazione semplificata per meccanismi

3. Valutazione dello spostamento di snervamento d_y^* e dello spostamento ultimo d_u^* per il sistema equivalente SDOF e quindi della duttilità $\mu_{cap} = d_u^* / d_y^*$
4. Valutazione del periodo equivalente T_{eq}

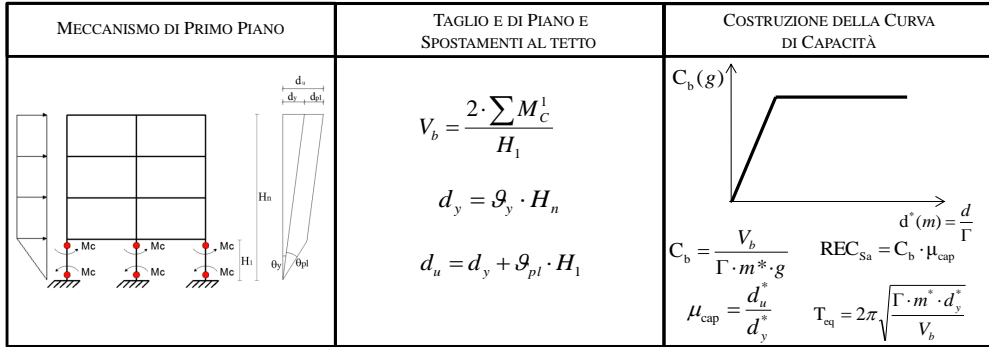


Figura 2.4 Fasi principali per il calcolo attraverso il metodo per meccanismi di C_b , μ_{cap} , T_{eq} e REC_{Sa}

Per valutare il probabile meccanismo che si può attivare (meccanismo di piano che coinvolge solamente i pilastri di un singolo piano o meccanismo globale che coinvolge anche le travi) si è applicato un metodo basato sulla valutazione dello Sway Potential Index S_i (eq. 2.8) proposto in (Priestley & Calvi, 1991) e (Priestley et al. 2007) e dello Sway Demand Index SD_i (eq. 2.9) (Sullivan & Calvi, 2011).

In particolare S_i è valutato in base ai momenti resistenti di travi e pilastri per ogni piano:

$$S_i = \frac{\sum_j (M_{bl} + M_{br})}{\sum_j (M_{ca} + M_{cb})} \quad (2.8)$$

dove M_{bl} e M_{br} rappresentano i momenti resistenti delle travi a sinistra e a destra del nodo mentre M_{ca} e M_{cb} sono i momenti resistenti dei pilastri inferiori e superiori al nodo.

Nel caso di meccanismo di piano ($S_i \geq 0.85$) la sola valutazione di S_i non dà nessuna indicazione sul piano ove si verifica il meccanismo. Per questa ragione in (Sullivan & Calvi, 2011) è stato introdotto il concetto di Sway Demand Index SD_i , in cui si confronta il taglio richiesto ad ogni piano con il relativo taglio resistente. Il piano i-esimo ove probabilmente si formerà il meccanismo locale è identificato dal valore più grande di SD_i .

$$SD_i = \frac{V_{i,D}}{V_{i,R}} \frac{V_{b,R}}{V_{b,D}} \quad (2.9)$$

Dove $V_{i,D}$ e $V_{i,R}$ sono il taglio sollecitante e il taglio resistente al piano i-esimo mentre $V_{b,D}$ e $V_{b,R}$ sono il taglio sollecitante e il taglio resistente alla base.

Determinato il meccanismo, è possibile valutare il taglio alla base V_b attraverso equazioni di equilibrio come proposto in (Cosenza et al., 2005); per quanto riguarda le forze esterne, sono state considerate due distribuzioni, una proporzionale al primo modo (MO) e una proporzionale alle masse (MA).

Il taglio alla base corrispondente all'equilibrio delle forze interne ed esterne per un meccanismo di tipo locale può essere calcolato con le equazioni (2.10) e (2.11) per la distribuzione di forze MO e MA, rispettivamente, mentre per il meccanismo globale valgono le equazioni (2.12) e (2.13) per MO e MA.

$$V_b = \frac{2 \cdot \sum M_C^k}{\sum_{i=k}^n H_i \cdot (H_k - H_{k-1})} \sum_{i=1}^n H_i \quad (2.10)$$

$$V_b = \frac{2 \cdot \sum M_C^k}{(H_k - H_{k-1})} \cdot \frac{n}{n - k + 1} \quad (2.11)$$

$$V_b = \frac{\sum M_C^1 + \sum M_C^n + \sum_{i=2}^{n-1} \sum M_b}{\sum_{i=1}^n H_i^2} \cdot \sum_{i=1}^n H_i \quad (2.12)$$

$$V_b = \frac{\sum M_C^1 + \sum M_C^n + \sum_{i=2}^{n-1} \sum M_b}{\sum_{i=1}^n H_i} \cdot n \quad (2.13)$$

Nelle equazioni (2.10), (2.11), (2.12) e (2.13) M_{ck} ($=M_{c,y}^k$) rappresenta il generico momento di snervamento della sezione al piede o in testa alle colonne al piano k-esimo e H_i è l'altezza del piano i-esimo rispetto al livello di fondazione. Una volta calcolato il taglio alla base, si può facilmente valutare il corrispondente coefficiente di taglio alla base C_b .

Per quanto riguarda il calcolo dello spostamento di snervamento e dello spostamento ultimo si è seguito l'approccio utilizzato in (Borzi et al., 2008). In particolare lo spostamento allo snervamento d_y al tetto del sistema MDOF è stato calcolato assumendo una deformata lineare con ramo elastico (si veda figura 2.5 e eq. (2.14)), mentre lo spostamento ultimo è dato dalla somma di d_y e del contributo plastico per il determinato meccanismo sviluppato (si veda figura 2.5 sx e eq.(2.15) nel caso di piano soffice e figura 2.5 dx e eq. (2.16) nel caso di meccanismo globale):

$$d_y = \mathcal{G}_y \cdot H_n \quad (2.14)$$

$$d_u = d_y + \mathcal{G}_{pl} \cdot (H_k - H_{k-1}) \quad (2.15)$$

$$d_u = d_y + \mathcal{G}_{pl} \cdot H_n \quad (2.16)$$

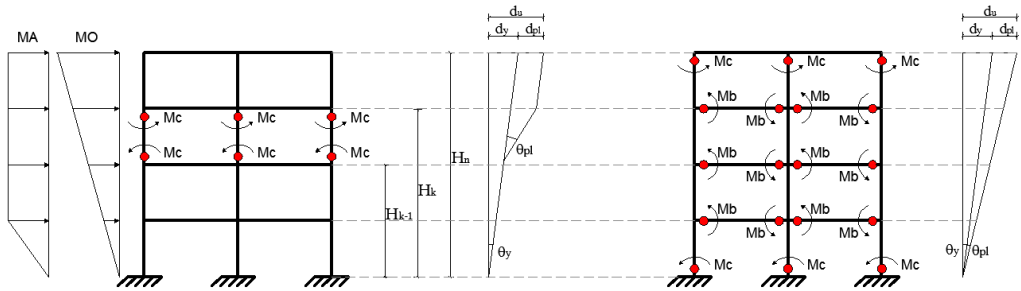


Figura 2.5 Esempi di meccanismi di collasso e distribuzioni di forze orizzontali. Meccanismo di piano di sinistra e meccanismo globale a destra.

Adottando l'approccio MEC non è semplice cogliere lo spostamento allo snervamento d_y come quello valutato con un'analisi statica non lineare. A tal proposito al fine di minimizzare lo scarto degli spostamenti d_y e d_u ottenuti con le equazioni (2.14), (2.15), (2.16), sono state tarate opportunamente le rotazioni θ_y e θ_{pl} considerando la prima come massima rotazione delle colonne alla base (eq.2.14), mentre la seconda è stata assunta considerando il minimo valore di $\theta_u - \theta_y$ tra le cerniere coinvolte nel meccanismo plastico, ove θ_u è la rotazione corrispondente al limite CP in accordo con (ACI 369R, 2011) della generica cerniera considerata. Una volta determinato lo spostamento al tetto d_y del sistema MDOF è possibile determinare d_y^* e d_u^* del sistema SDOF e la relativa duttilità $\mu_{cap}(=d_u^*/d_y^*)$, e periodo equivalente

$$T_{eq} = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \quad (2.17)$$

con F_y^* forza allo snervamento del SDOF equivalente.

Per l'analisi della struttura "danneggiata" si ipotizza che il meccanismo plastico sia lo stesso di quello della struttura intatta; pertanto la valutazione del comportamento della struttura danneggiata comprende solamente gli step 2 e 4 di cui sopra. In particolare, dato il generico spostamento al tetto d_{roof} (causato da un ipotetico main-shock) la corrispondente rotazione plastica θ_{pbd} e la rotazione massima richiesta θ sono facilmente determinabili invertendo la (2.15) o la (2.16) a seconda di meccanismo locale o globale:

$$\mathcal{G}_{pl,d} = \mathcal{G} - \mathcal{G}_y = \frac{(d_{roof} - d_y)}{(H_k - H_{k-1})} \quad (2.18)$$

$$\mathcal{G}_{pl,d} = \mathcal{G} - \mathcal{G}_y = \frac{(d_{roof} - d_y)}{H_n} \quad (2.19)$$

Quindi, è possibile determinare μ_j per il generico j-esimo elemento coinvolto in funzione di θ :

$$\mu_j = \frac{\theta}{\theta_{y,j}} \quad (2.20)$$

dove $\theta_{y,j}$ è la rotazione di snervamento per il j-esimo elemento. Nota μ_j , ed adottando la formulazione proposta in (Di Ludovico et al., 2013), è possibile determinare le cerniere plastiche modificate, previa opportuna riduzione del momento plastico, della rigidezza e del ramo plastico (si veda fig. 2.3).

Una volta modificate le cerniere plastiche, il C_b per la struttura danneggiata può essere calcolato con la stessa procedura adottata per la struttura intatta.

Per quanto riguarda la valutazione di μ_{cap} e T_{eq} per la struttura danneggiata questi parametri sono influenzati, nell'approccio MEC, dalla valutazione di d_y^* che può essere determinato con l'equazione (2.14) con θ_y modificata a causa del danneggiamento. Tuttavia tale modifica determina un incremento dello spostamento di snervamento poco realistico e quindi un conseguente eccessivo decremento di μ_{cap} e incremento di T_{eq} . Pertanto, nell'applicazione dell'approccio MEC per una struttura che abbia attinto un generico stato di danno, si propone di calcolare d_y^* moltiplicando il corrispondente valore calcolato per la struttura intatta per un fattore correttivo. Tale fattore è assunto proporzionale al valore medio del rapporto dello spostamento d_y^* calcolato con il metodo pushover per struttura danneggiata e dello spostamento d_y^* calcolato con il metodo pushover per la struttura intatta. Utilizzando il d_y^* ottenuto con tale correzione, anche il μ_{cap} ed il T_{eq} per la struttura danneggiata sono ricavati coerentemente.

2.4 Confronto di Analisi PA e MEC per la valutazione della Capacità Residua

Al fine di valutare il grado di approssimazione dell'approccio MEC rispetto a quello PA si sono confrontati i risultati, in termini di C_b , μ_{cap} , T_{eq} , REC_{Sa} e REC_{ag} , che è possibile ottenere con i due metodi, per una serie di telai rappresentativi di edifici in C.A. esistenti. Al fine realizzare tale confronto si è proceduto con la progettazione simulata di edifici in C.A. che più rappresentano gli edifici esistenti costruiti in passato, progettati per carichi verticali e con le normative sismiche in vigore negli anni 60'. La progettazione simulata e la conseguente valutazione della Capacità Residua è stata condotta sul telaio perimetrale in corrispondenza del lato corto dell'edificio ossia, quello più sollecitato alle azioni orizzontali. Per il telaio in esame, sia nell'applicazione dell'analisi pushover, sia nell'approccio per meccanismi è stata applicata una distribuzione di forze proporzionale alle masse e una distribuzione proporzionale alla prima forma modale.

2.4.1 Generazione di un campione di edifici

Il progetto simulato è stato condotto per tre tipologie di edifici di 4,6 e 8 piani aventi una pianta di 18mx10m con 2 campate in direzione trasversale e 4 in quella longitudinale per un'altezza di 3 m per piano.

Gli elementi del telaio perimetrale (preso in considerazione per il confronto tra analisi pushover e approccio per meccanismi) sono stati progettati per carichi gravitazionali (GLD) e per due diversi valori di intensità sismica C0.1 e C0.05 in accordo con (Regio Decreto 2105, 22/11/1937), per un totale di 9 tipologie di progettazione (tre tipologie di progettazione gravitazionale, sismica C0.1 e sismica C0.05 per ognuna delle tre classi di altezza).

Per quanto riguarda la progettazione di tipo gravitazionale si è considerato un edificio in pianta con i telai perimetrali e un telaio longitudinale portasolaio senza telai trasversali come da regola costruttiva (fig. 2.7). È stato considerato un coefficiente di omogeneizzazione n pari al rapporto tra il modulo elastico dell'acciaio e quello del calcestruzzo pari a 10.

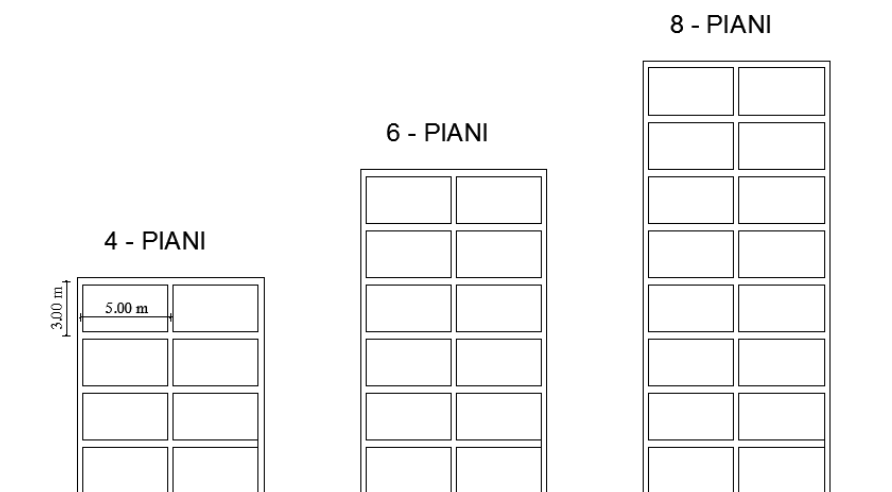


Figura 2.6 Telai rappresentativi delle 3 classi di altezza per la realizzazione del progetto simulato. Ogni edificio è stato dimensionato e verificato considerando tre classi di progettazione: 1) Carichi gravitazionali; 2) Prima categoria sismica C0.1 e seconda categoria sismica C0.05

La progettazione dei pilastri è stata effettuata per aree di influenza e l'armatura longitudinale minima assegnata alle colonne è stata considerata pari allo 0.8% dell'area di calcestruzzo per le sezioni inferiori ai 2000 cm² e pari allo 0.5% per eventuali sezioni con area maggiore di 8000 cm².

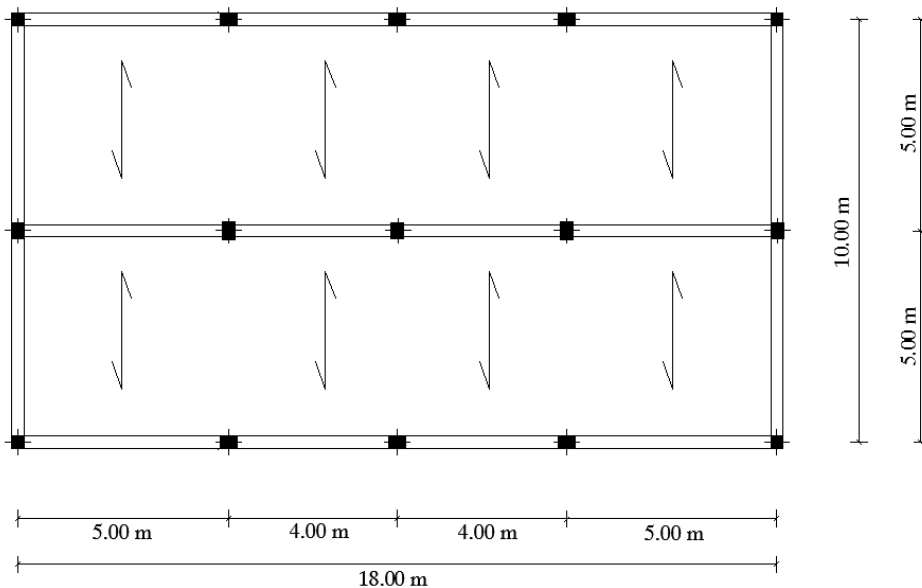


Figura 2.7 Pianta dell'edificio progettato per soli carichi gravitazionali. Non sono presenti telai trasversali in quanto l'unico compito delle travi è quello di portare i solai

Per quanto riguarda la progettazione sismica sono stati considerati due livelli di progettazione con rapporto tra le forze orizzontali ed i pesi corrispondenti alle masse su cui agiscono pari a 0.10 e a 0.05. Queste due scelte sono state concepite con l'obiettivo di indagare sia le configurazioni che considerano l'azione massima che quella minima del sisma cercando di ottimizzare il numero di simulazioni da eseguire. Le norme che si sono susseguite dal 1937 al 1975 dividono il territorio nazionale in due categorie sismiche che caratterizzano le zone ad alta e bassa sismicità rispettivamente denominate 1^a e 2^a categoria. Il R.D. del 22/11/1937 n° 2105 prevede per la prima categoria sismica un valore di accelerazione pari a 0.1g e per la seconda il valore di 0.05g.

La legge del 25/11/1962 n° 1684 porta sostanziali cambiamenti rispetto a quelle precedenti; l'importante novità è descritta dalla circolare dei LL.PP. n°2535 del 12/06/63 dove viene introdotto il concetto di impalcato infinitamente rigido e le forze sono considerate agenti nel baricentro delle masse considerando la ripartizione in base alle rigidità degli elementi strutturali. La prima categoria considera un'azione sismica pari a quella proposta della Norma del 1937 mentre per quanto riguarda la seconda vi è un incremento di accelerazione che passa da 0.05g a 0.07g. Di seguito si riporta l'art.12 della legge n°1684 del 25/11/1962.

| | |
|---|---|
| Legge 25 novembre 1962, n°1684 | |
| PROVVEDIMENTI PER L'EDILIZIA CON PARTICOLARI PRESCRIZIONI PER LE ZONE SISMICHE | |
| Titolo II | |
| NORME PER LE LOCALITÀ SISMICHE DI PRIMA E SECONDA CATEGORIA | |
| Capo I. NUOVE COSTRUZIONI | |
| Art. 12. | |
| Calcoli di stabilità. | |
| <i>Per la 1^a categoria:</i> | <i>Per la 2^a categoria:</i> |
| a) il peso proprio delle varie parti ed il sopraccarico accidentale, distribuito in modo da produrre in ogni elemento le condizioni di carico più sfavorevoli; | a) il peso proprio delle varie parti ed il sopraccarico accidentale, distribuito in modo da produrre in ogni elemento le condizioni di carico più sfavorevoli; |
| b) forze orizzontali applicate ai baricentri delle masse delle varie parti dell'edificio dipendenti dalle accelerazioni sismiche. Bisogna prevedere che tali forze siano comunque dirette sul piano orizzontale. Le strutture devono essere dimensionate in relazione alle sollecitazioni massime. Il rapporto tra le forze orizzontali ed i pesi corrispondenti alle masse su cui agiscono deve assumersi uguale a 0,10 qualunque siano l'altezza dell'edificio ed il numero dei piani. Per il computo delle forze orizzontali il carico accidentale deve essere limitato ad 1/3 di quello massimo assunto nel progetto. | b) forze orizzontali applicate ai baricentri delle masse delle varie parti dell'edificio dipendenti dalle accelerazioni sismiche. Bisogna prevedere che tali forze siano comunque dirette sul piano orizzontale. Le strutture devono essere dimensionate in relazione alle sollecitazioni massime. Il rapporto tra le forze orizzontali ed i pesi corrispondenti alle masse su cui agiscono deve assumersi uguale a 0,07 qualunque siano l'altezza dell'edificio ed il numero dei piani. Per il computo delle forze orizzontali il carico accidentale deve essere limitato ad 1/3 di quello massimo assunto nel progetto. |
| Detto carico accidentale va considerato integralmente nei casi particolari di immagazzinamento di merci, liquidi, macchinari e simili. | Detto carico accidentale va considerato integralmente nei casi particolari di immagazzinamento di merci, liquidi, macchinari e simili. |

Figura 2.8 Articolo 12 della legge n°1684 del 25/11/1962

Con il DM 03/03/1975 si considera l'aspetto dinamico dell'azione sismica; viene infatti introdotto il concetto di periodo di vibrazione e dello spettro di progetto associato e quindi l'importante differenza è che l'azione sismica viene calcolata in funzione del

periodo di vibrazione della struttura. È con l'OPCM 3274 del 20/03/2003 che tutta la penisola italiana viene classificata sismicamente, dando quindi rilievo alla problematica degli edifici esistenti che si trovano in zone ad alta pericolosità sismica. In figura 2.9 sono riportate alcune immagini estrapolate con l'ausilio del software ECS (Evoluzione della classificazione sismica italiana, Del Gaudio et.al.) che descrivono l'evoluzione della normativa antisismica dal 1909 al 2003.

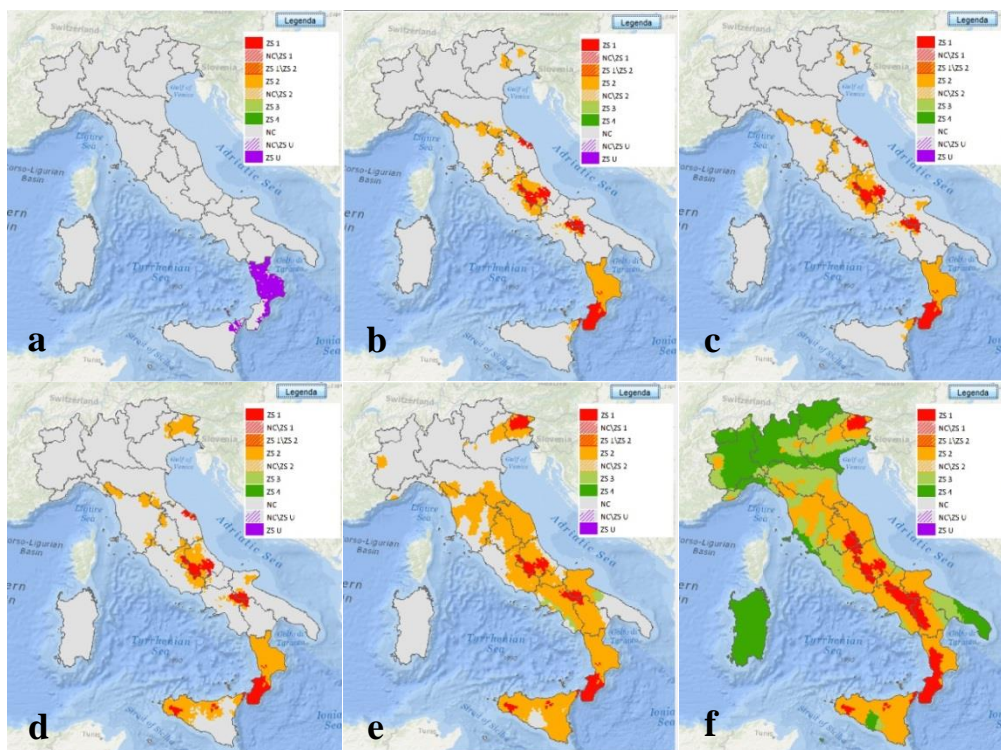


Figura 2.9 Evoluzione della Normativa sismica: (a) RDL 193, 18/04/1909; (b) RDL 2105, 22/11/1937; (c) Legge 1684, 25/11/1962; (d) DM 15/09/1976; (e) DM 29/02/1984; (f) OPCM 3274 20/03/2003.

La progettazione per azioni sismiche cambia anche il concetto di progettazione strutturale, infatti mentre nel caso di progettazione per soli carichi gravitazionali i telai venivano progettati nella sola direzione longitudinale, non garantendo in alcun modo un'efficace rigidità in senso trasversale, nel caso di progettazione per azioni orizzontali è necessario ridistribuire le rigidità soprattutto sul lato più debole che molto spesso coincide con il lato corto degli edifici inserendo telai per ogni fila di colonne. Nel caso in esame per le progettazioni con $C=0.1g$ e $C=0.05g$ sono stati inseriti, rispetto al caso gravitazionale, tre telai in direzione trasversale, oltre ai due perimetrali come mostrato in figura 2.10.

Nel caso gravitazionale infatti l'azione orizzontale sul telaio perimetrale è molto maggiore rispetto a quella che agisce sullo stesso telaio inserito in una struttura concepita a resistere ad azioni sismiche. Infatti nel primo caso il telaio perimetrale divide l'azione orizzontale con il telaio del lato opposto e con i soli pilastri inseriti all'interno, mentre nel secondo caso l'azione è suddivisa per tutti i telai presenti in direzione del sisma.

L'azione sismica è stata valutata considerando sia una distribuzione di forze costanti in elevazione, sia triangolari. Per ogni piano è stata calcolata la massa comprensiva dei solai, delle travi e di metà dei pilastri superiori e inferiori. Al fine di determinare l'azione orizzontale agente sul telaio in esame, la massa totale è stata quindi moltiplicata per 0.1 nel caso di edifici di 1^a categoria e per 0.05 nel caso di edifici di 2^a categoria. Nel caso di azioni costanti in elevazione l'azione orizzontale è stata suddivisa uniformemente per ogni piano dividendo F_h per il numero di piani. Per le azioni con distribuzione triangolare invece l'azione orizzontale totale è stata scomposta per ogni piano con la seguente relazione:

$$F_i = F_h \frac{z_i \cdot W_i}{\sum_j z_j \cdot W_j} \quad (2.21)$$

Dove F_h rappresenta l'azione orizzontale totale, W_i e W_j rappresentano la massa i-esima e la massa j-esima mentre z_i e z_j sono le quote dal piano fondazione della massa i e della massa j .

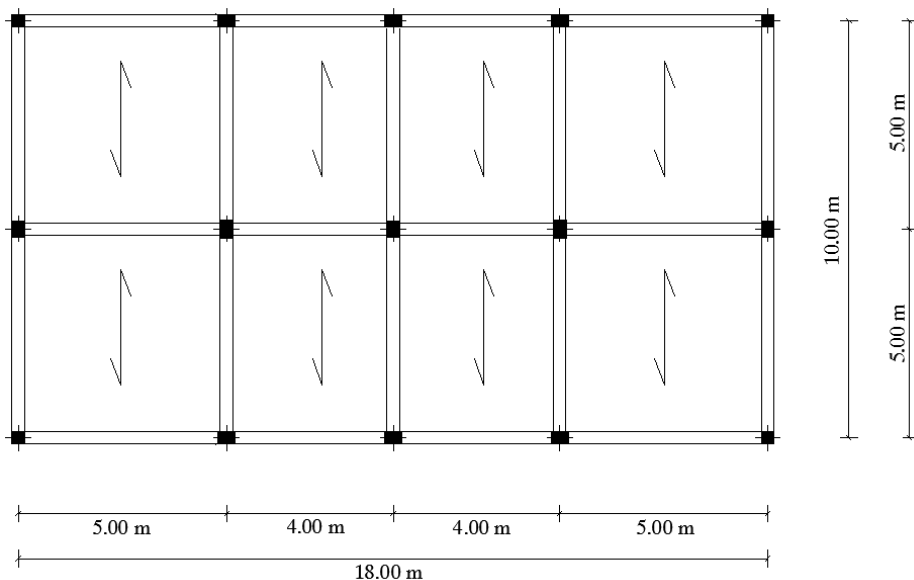


Figura 2.10 Pianta edificio progettato per azioni sismiche. Sono inseriti telai in direzione trasversale per ogni campo di solai

Al fine di determinare le sollecitazioni agenti sul telaio perimetrale in esame sono stati realizzati tre modelli dell'edificio con il programma di calcolo SAP2000 considerando le come azioni agenti il carico permanente, gli accidentali e l'azione sismica caricata come precedentemente descritto al fine di eseguire un'analisi statica lineare.

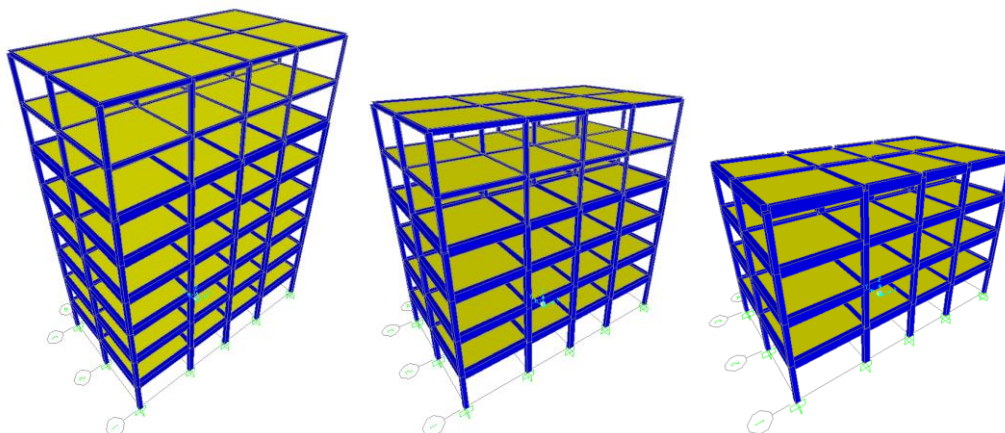


Figura 2.11 Modelli degli edifici progettati con l'ausilio del software di calcolo SAP 2000

Per quanto riguarda le resistenze dei materiali per il calcestruzzo sono stati considerati valori di tensione ammissibile pari a $\sigma_c=6$ MPa per gli elementi soggetti a carico assiale e 7.5 MPa per elementi sotto combinazione di forze assiali e flessionali

Tabella 2.1 Tensioni ammissibili dell'acciaio e del calcestruzzo

| Calcestruzzo | | Acciaio | |
|---|----------------------|------------------------------------|----------------------------|
| Resistenza minima calcestruzzo, R_c (Mpa) | Tensioni ammissibili | | Tensione ammissibile (MPa) |
| | Sforzo normale | Sforzo normale e momento flettente | |
| 12 | 3.5 | 4.0 | - |
| 16 | 4.5 | 5.0 | 140-180 |
| 18 - 22.5 | $(R_c/3)<6.0$ | $(R_c/3)<7.5$ | 140-180-200 |

mentre la tensione ammissibile per l'acciaio che, per il periodo di riferimento, è stato considerato a barre lisce del tipo Aq50 (Verderame et al., 2001) è pari a $\sigma_s=180$ MPa (Regio Decreto 2229, 16/11/1939).

Tabella 2.2 Caratteristiche acciaio Aq50

| Acciaio Aq 50 | f_y | f_u | f_u/f_y | $A_{10\phi}$ |
|-------------------------|--------|--------|-----------|--------------|
| | Mpa | Mpa | | |
| valore medio | 369.9 | 545.1 | 1.479 | 26.08% |
| valore massimo | 530 | 599.6 | 1.845 | 56.48% |
| valore minimo | 282.4 | 500.1 | 1.054 | 16.67% |
| scarto quadratico medio | 29.449 | 26.854 | 0.097 | 0.04 |
| C.O.V. | 0.080 | 0.049 | 0.066 | 0.152 |
| indice di asimmetria | 0.573 | 0.159 | 0.043 | 3.449 |
| indice di curtosi | 4.751 | 2.002 | 3.64 | 27.288 |

L'area dei pilastri A_c è stata dimensionata per soli carichi verticali N , con dimensioni 30x30 per i pilastri d'angolo e 30x40 per il pilastro centrale del telaio trasversale in esame nel caso 4 piani gravitazionale. Nel caso sismico $C=0.1$ e 0.05 le sezioni delle colonne sono le stesse del caso gravitazionale. Nei telai di 6 e 8 piani le dimensioni dei pilastri sono proporzionalmente maggiori fino alla dimensione massima; il telaio a 8 piani progettato per sisma $C=0.1$ presenta 45x35 nei pilastri d'angolo e 55x35 nel pilastro centrale. Come regola generale i pilastri sono rastremati in elevazione fino alla dimensione minima 30x30.

Le travi sono state dimensionate attraverso semplici relazioni preliminari derivanti dal calcolo elastico alle tensioni ammissibili per elementi sollecitati a flessione semplice (Giannini, 1999). L'altezza della sezione è ricavabile attraverso la relazione:

$$d = r \sqrt{\frac{M}{b}} \quad (2.22)$$

dove M è il momento sollecitante, b è la base della sezione e r è un parametro funzione del coefficiente di omogeneizzazione n e dei valori delle tensioni ammissibili dei materiali:

$$r = \sqrt{\frac{2}{K\zeta\sigma_c}} \quad (2.23)$$

con K e ζ definiti come:

$$K = \frac{y_c}{d} = \frac{\sigma_c}{\sigma_c + \frac{\sigma_s}{n}} \quad (2.24)$$

$$\zeta = 1 - \frac{K}{3} = \frac{2n\sigma_c + 3\sigma_s}{3(n\sigma_c + \sigma_s)} \quad (2.25)$$

Con $\sigma_c = 7.5$ MPa e $\sigma_s = 180$ MPa rispettivamente la tensione ammissibile del calcestruzzo e dell'acciaio.

Le sezioni delle travi nel caso 4 piani progettato per carichi gravitazionali è 30x50 per tutti i piani, mentre nel caso di progettazione sismica per C=0.1 e 0.05 presentano dimensioni 30x60 e 30x55 rispettivamente al primo e secondo piano. Come per i pilastri nei telai a 6 e 8 piani le dimensioni delle travi sono proporzionalmente maggiori fino alla dimensione massima; per l'edificio a 8 piani progettato per sisma C=0.1 le travi presentano una sezione 35x65 al primo e secondo piano. La percentuale di armatura nei pilastri è compresa il 7.0% e l'1.3%. Il modello a plasticità concentrata per l'analisi pushover è stato costruito considerando cerniere flessionali bilineari, dove momento e rotazione di snervamento e ultime (stato limite CP) sono state determinate in accordo alla (ASCE-SEI/41-06), adottando una resistenza del calcestruzzo pari a $f_c=26.7$ MPa e un acciaio con snervamento pari a $f_y=370$ MPa.

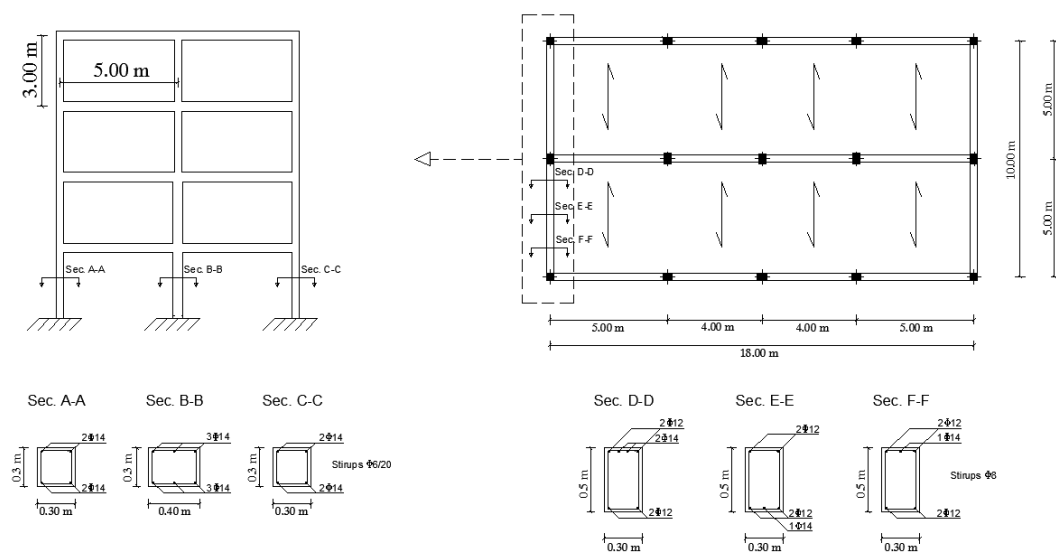


Figura 2.12 Telaio progettato per carichi gravitazionali

2.4.2 Risultati

Il confronto tra l'approccio MEC e quello PA è stato effettuato per 9 telai (tre classi di altezze per tre classi di progettazione) adottando due distribuzioni di forze orizzontali: forze proporzionali al primo modo di vibrare (MO) e forze proporzionali alle masse (MA). Ognuna delle 18 analisi è stata indicata con la seguente notazione: N_D_FO, dove N indica il numero di piani (4, 6 o 8), D indica la tipologia progettuale (GLD, 01 o 005) e FO la tipologia di forze esterne MO e MA.

In figura 2.13a è presentato uno dei casi studiati analizzati con analisi pushover sia nello stato intatto (D_0) e danneggiato (D_2); analogamente in figura 2.13b sono mostrate le bilineari ottenute con l'approccio MEC negli stessi casi (D_0 e D_2).

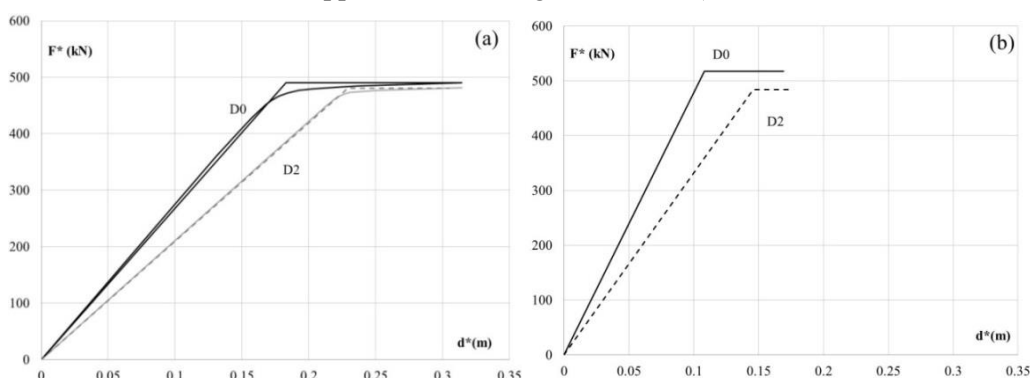


Figura 2.13 Caso 8_005_MA, struttura intatta D_0 , e danneggiata D_2 . Curve pushover e relative bilinearizzazioni (a); Bilineari ottenute attraverso l'approccio per meccanismi (b)

La metodologia descritta nei paragrafi § 2.2 e 2.3, permette di valutare i parametri rappresentativi C_b , μ_{cap} , T_{eq} , REC_{Sa} e REC_{ag} per i 18 casi di analisi effettuati sia con la PA che con l'approccio MEC e considerando sia il caso di struttura intatta (D_0) che danneggiata ad un livello di danno globale (D_2).

Una prima osservazione dai confronti riguarda la possibilità di cogliere il tipo di meccanismo (rispetto a quello identificato con la PA) con l'analisi MEC. Si è notato, infatti, che nel caso di meccanismo di piano, identificato con l'ausilio dello sway index S_i e lo sway demand index SD_i , (vedi § 2.3) si riesce in maniera soddisfacente ad individuare il tipo di meccanismo ed il piano a cui si forma, mentre quando il meccanismo coinvolge anche le travi ($S_i < 0.85$), è più difficile cogliere il numero di piani coinvolti. In tale ultimo caso, per non ledere la generalità dell'approccio MEC, si è stabilito di considerare che tutti i piani siano coinvolti nel meccanismo globale, anche se tale circostanza non sempre corrisponde a quanto osservato nella PA (in cui solo un certo numero di piani sono coinvolti). Quest'ultima situazione (meccanismo di tipo globale), per i telai analizzati, si verifica generalmente per la progettazione a carichi gravitazionali, per la presenza di travi perimetrali "deboli".

Tabella 2.3 Sway index e sway demand index per l'edificio di 8 piani valutato per una distribuzione di forze proporzionali alle masse e al primo modo

| 8 Piani | Piano <i>i</i> | ΣM_b kN m | ΣM_c kN m | Sway index | $V_{id}/V_{b,D}$ modal | $V_{id}/V_{b,D}$ mass | $V_{i,R}$ kN | $V_{b,R}$ kN | SDi modal | SDi mass |
|--------------|-------------------|----------------------|----------------------|---------------|---------------------------|--------------------------|-----------------|-----------------|--------------|-------------|
| 0.1g | 1 | 2191.68 | 1861.06 | 1.18 | 1.00 | 1.00 | 614.30 | 614.3 | 1.00 | 1.00 |
| | 2 | 2191.68 | 1677.14 | 1.31 | 0.97 | 0.88 | 558.53 | | 1.07 | 0.96 |
| | 3 | 2191.68 | 1484.79 | 1.48 | 0.91 | 0.75 | 516.34 | | 1.08 | 0.89 |
| | 4 | 1852.21 | 1272.63 | 1.46 | 0.82 | 0.63 | 459.57 | | 1.10 | 0.84 |
| | 5 | 1852.21 | 1080.80 | 1.71 | 0.71 | 0.50 | 392.24 | | 1.11 | 0.78 |
| | 6 | 1264.62 | 864.60 | 1.46 | 0.56 | 0.38 | 324.23 | | 1.07 | 0.71 |
| | 7 | 1264.62 | 658.21 | 1.92 | 0.39 | 0.25 | 253.80 | | 0.94 | 0.61 |
| | 8 | 1264.62 | 296.58 | 4.26 | 0.19 | 0.13 | 208.56 | | 0.56 | 0.37 |
| 0.05g | 1 | 1275.06 | 1631.44 | 0.78 | 1.00 | 1.00 | 497.77 | 497.8 | 1.00 | 1.00 |
| | 2 | 1275.06 | 1458.82 | 0.87 | 0.97 | 0.88 | 404.53 | | 1.19 | 1.08 |
| | 3 | 1275.06 | 1292.38 | 0.99 | 0.91 | 0.75 | 368.17 | | 1.23 | 1.01 |
| | 4 | 1146.54 | 1169.29 | 0.98 | 0.82 | 0.63 | 334.81 | | 1.22 | 0.93 |
| | 5 | 1146.54 | 1009.62 | 1.14 | 0.71 | 0.50 | 309.39 | | 1.14 | 0.80 |
| | 6 | 1143.70 | 778.01 | 1.47 | 0.56 | 0.38 | 280.41 | | 1.00 | 0.67 |
| | 7 | 1143.70 | 622.07 | 1.84 | 0.39 | 0.25 | 233.35 | | 0.83 | 0.53 |
| | 8 | 1143.70 | 293.60 | 3.90 | 0.19 | 0.13 | 201.55 | | 0.47 | 0.31 |

Per gli edifici in esame, è stata valutata la tipologia di meccanismo attivato per le configurazioni C0.1 e C0.05 sia per una distribuzione di forze proporzionali alle masse, sia per una distribuzione proporzionale al primo modo di vibrare.

Gli edifici di 8 piani (tab. 2.3) per la configurazione proporzionale alle masse presentano la formazione di un meccanismo di primo piano (C0.1) e di secondo piano (C0.05), mentre nel caso di distribuzione proporzionale al primo modo il meccanismo si verificherebbe con molta più probabilità al quinto piano (C0.1) e al terzo piano (C0.05). Per gli edifici di 6 piani (tab. 2.4) nella configurazione proporzionale alle masse, si verifica la formazione di un meccanismo di primo piano sia per la progettazione sismica C0.1 sia per la C0.05, mentre nel caso di distribuzione proporzionale al primo modo il meccanismo che si verifica è di terzo piano (C0.1) e di quarto piano (C0.05).

Tabella 2.4 Sway index e sway demand index per l'edificio di 6 piani valutato per una distribuzione di forze proporzionali alle masse e al primo modo

| 6 Piani | Piano i | $\sum M_b$ kN m | $\sum M_c$ kN m | Sway index | $V_{id}/V_{b,D}$ modal | $V_{id}/V_{b,D}$ mass | $V_{i,R}$ kN | $V_{b,R}$ kN | SDi modal | SDi mass |
|--------------|---------|--------------------|--------------------|---------------|---------------------------|--------------------------|-----------------|-----------------|--------------|-------------|
| 0.1g | 1 | 1763.78 | 1331.82 | 1.32 | 1.00 | 1.00 | 456.59 | 456.59 | 1.00 | 1.00 |
| | 2 | 1763.78 | 1118.68 | 1.58 | 0.95 | 0.83 | 408.42 | | 1.06 | 0.93 |
| | 3 | 1763.78 | 932.16 | 1.89 | 0.84 | 0.67 | 341.81 | | 1.13 | 0.89 |
| | 4 | 1439.21 | 788.10 | 1.83 | 0.69 | 0.50 | 286.71 | | 1.10 | 0.80 |
| | 5 | 1030.99 | 644.42 | 1.60 | 0.49 | 0.33 | 238.75 | | 0.94 | 0.64 |
| | 6 | 1030.99 | 297.75 | 3.46 | 0.24 | 0.17 | 206.65 | | 0.54 | 0.37 |
| 0.05g | 1 | 958.53 | 1044.05 | 0.92 | 1.00 | 1.00 | 338.19 | 338.19 | 1.00 | 1.00 |
| | 2 | 958.53 | 904.30 | 1.06 | 0.95 | 0.83 | 289.04 | | 1.11 | 0.98 |
| | 3 | 958.53 | 698.63 | 1.37 | 0.84 | 0.67 | 252.92 | | 1.13 | 0.89 |
| | 4 | 711.74 | 515.63 | 1.38 | 0.69 | 0.50 | 202.38 | | 1.16 | 0.84 |
| | 5 | 546.49 | 418.48 | 1.31 | 0.49 | 0.33 | 155.68 | | 1.07 | 0.72 |
| | 6 | 546.49 | 184.31 | 2.96 | 0.24 | 0.17 | 131.18 | | 0.63 | 0.43 |

Per gli edifici di 4 piani (tab. 2.5) nella configurazione proporzionale alle masse, si verifica la formazione di un meccanismo di primo piano sia per la progettazione sismica C0.1 sia per la C0.05, mentre nel caso di distribuzione proporzionale al primo modo il meccanismo che si verifica è di primo piano (C0.1) e di secondo piano (C0.05).

Tabella 2.5 Sway index e sway demand index per l'edificio di 4 piani valutato per una distribuzione di forze proporzionali alle masse e al primo modo

| 4 Piani | Piano i | $\sum M_b$ kN m | $\sum M_c$ kN m | Sway index | $V_{id}/V_{b,D}$ modal | $V_{id}/V_{b,D}$ mass | $V_{i,R}$ kN | $V_{b,R}$ kN | SDi modal | SDi mass |
|--------------|---------|--------------------|--------------------|---------------|---------------------------|--------------------------|-----------------|-----------------|--------------|-------------|
| 0.1g | 1 | 1376.34 | 696.37 | 1.98 | 1.00 | 1.00 | 239.26 | 239.26 | 1.00 | 1.00 |
| | 2 | 1376.34 | 581.10 | 2.37 | 0.89 | 0.75 | 212.91 | | 0.99 | 0.84 |
| | 3 | 959.49 | 405.06 | 2.37 | 0.67 | 0.50 | 164.36 | | 0.97 | 0.73 |
| | 4 | 515.83 | 150.72 | 3.42 | 0.35 | 0.25 | 117.75 | | 0.70 | 0.51 |
| 0.05g | 1 | 882.14 | 615.57 | 1.43 | 1.00 | 1.00 | 212.67 | 212.67 | 1.00 | 1.00 |
| | 2 | 882.14 | 499.74 | 1.77 | 0.89 | 0.75 | 185.88 | | 1.02 | 0.86 |
| | 3 | 711.74 | 337.40 | 2.11 | 0.67 | 0.50 | 139.52 | | 1.02 | 0.76 |
| | 4 | 515.92 | 123.00 | 4.19 | 0.35 | 0.25 | 97.23 | | 0.76 | 0.55 |

Le figure 2.14, 2.15, 2.16, 2.17 e 2.18 mostrano il confronto tra i risultati in termini di C_b , μ_{cap} , T_{eq} , REC_{Sa} e REC_{ag} per le analisi PA e l'approccio MEC. Gli indicatori con riempimento bianco rappresentano gli edifici progettati per carichi gravitazionali, in grigio quelli per azioni orizzontali C0.05 e in nero per C0.1; il bordo tratteggiato indica che la distribuzione di forze è proporzionale alla prima forma modale, mentre il bordo continuo che è proporzionale alle masse; il simbolo triangolare è relativo agli edifici di 4 piani, il quadrato agli edifici di 6 piani ed infine il rombo a quelli di 8 piani.

In figura 2.14a è presente il confronto in termini di C_b per la struttura intatta (D_0) ed in figura 2.14b per la struttura danneggiata (D_2). Come si può osservare, nonostante la difficoltà di cogliere talora il meccanismo, l'approccio MEC si avvicina molto bene ai risultati ottenuti con l'analisi PA in termini di C_b . Ciò non accade sempre se si effettuano i confronti in termini di duttilità μ_{cap} . Osservando la figura 2.15a per struttura intatta (D_0) e la figura 2.15b per la danneggiata (D_2), infatti, si vede che quando il meccanismo plastico non è ben colto dalla MEC la duttilità ottenuta con l'approccio per meccanismi è sovrastimata rispetto all'analisi pushover. Si noti che i simboli campiti in bianco nelle figure rappresentano i casi di edifici progettati per carichi gravitazionali dove, per quanto osservato prima, il tipo di meccanismo ipotizzato con MEC non corrisponde pienamente con quello determinato con PA.

Dal prodotto di C_b con la duttilità è possibile ottenere il REC_{Sa} , per la struttura intatta e per quella danneggiata come spiegato nel paragrafo § 2.2. I confronti PA-MEC in termini di REC_{Sa} , per le strutture intatte (D_0) e danneggiate (D_2) sono mostrati in figura 2.16a e 2.16b, mentre in figura 2.16a e 2.16b è mostrato il confronto del periodo equivalente T_{eq} e in figura 2.18a e 2.18b il confronto della capacità residua REC_{ag} .

Rapportando $d_{y,p}^*$ (D_2) con $d_{y,p}^*$ (D_0) (il pedice p sta ad indicare valori calcolati con la PA, mentre il pedice m indica valori calcolati con MEC) per tutti i casi analizzati si ottiene un valore medio del rapporto di 1.35. Quindi, dopo aver calcolato $d_{y,m}^*$ (D_2) (incrementando del 30% $d_{y,m}^*$ (D_0)), come spiegato nel paragrafo § 2.3, è possibile determinare $\mu_{cap,m}$ (D_2) e $T_{eq,m}$ (D_2).

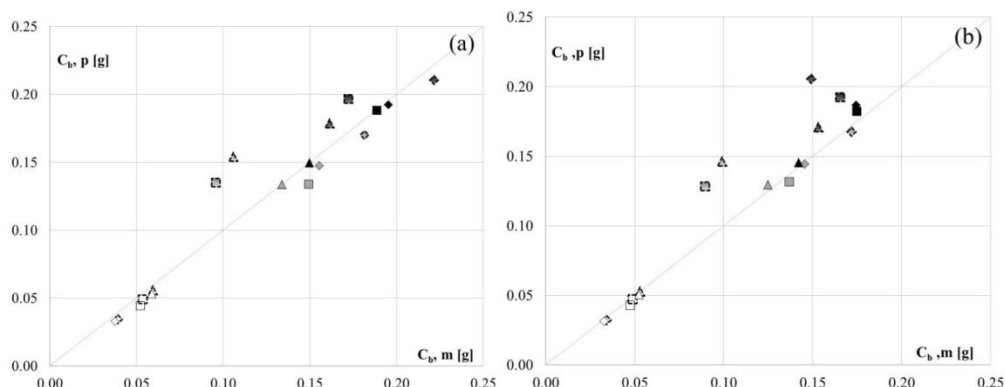


Figura 2.14 Confronto di C_b ottenuto con PA ($C_{b,p}$) e con MEC ($C_{b,m}$) per la struttura intatta D_0 (a) e danneggiata D_2 (b)

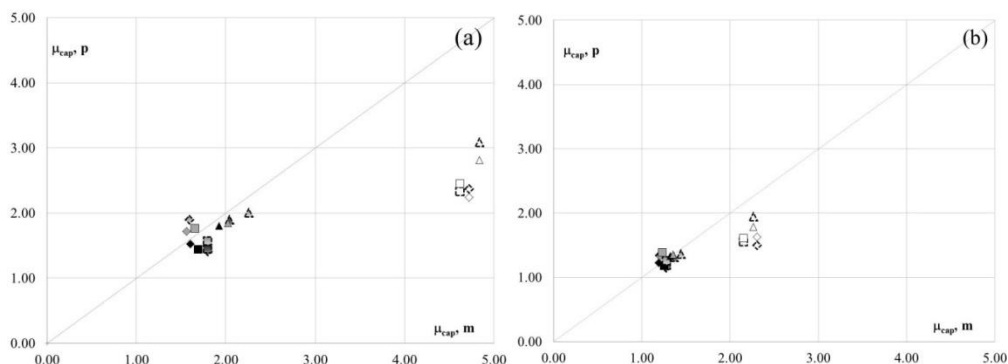


Figura 2.15 Confronto di μ_{cap} ottenuto con PA ($\mu_{cap,p}$) e con MEC ($\mu_{cap,m}$) per la struttura intatta D_0 (a) e danneggiata D_2 (b)

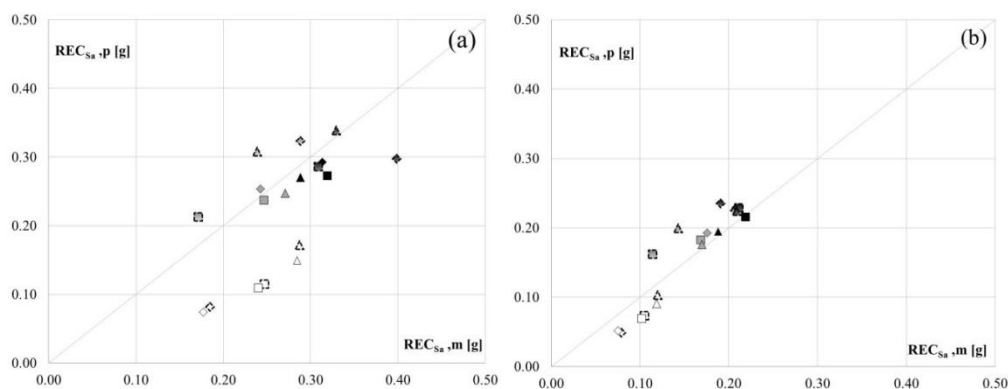


Figura 2.16 Confronto di REC_{Sa} ottenuto con PA ($REC_{Sa,p}$) e con MEC ($REC_{Sa,m}$) per la struttura intatta D_0 (a) e danneggiata D_2 (b)

In figura 2.16 per quanto riguarda la capacità residua REC_{Sa} è possibile notare che l'approccio per meccanismi non presenta una buona approssimazione dell'analisi pushover e ne sovrastima i risultati per gli edifici progettati per carichi gravitazionali, mentre per quanto riguarda i meccanismi di piano si avvicina abbastanza bene alla PA sia per la struttura intatta D_0 (2.16a) sia per quella danneggiata D_2 (2.16b).

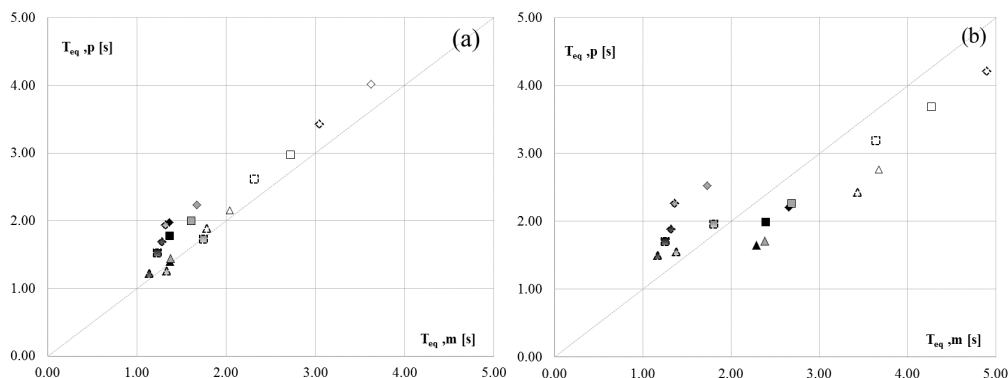


Figura 2.17 Confronto di T_{eq} ottenuto con PA ($T_{eq,p}$) e con MEC ($T_{eq,m}$) per la struttura intatta D_0 (a) e danneggiata D_2 (b)

Il periodo equivalente (fig. 2.17), mostra una buona approssimazione anche nella configurazione relativa agli edifici progettati per carichi statici, sottostimando i risultati, nella maggior parte dei casi, per la struttura intatta D_0 . Tale grado di approssimazione conferma che lo spostamento allo snervamento d_y e il taglio di piano F_y sono prossimi al valore ottenuto attraverso l'analisi statica non lineare.

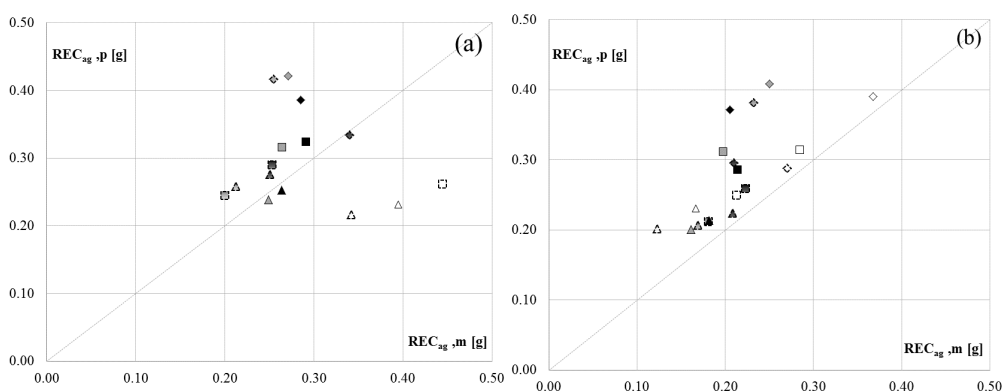


Figura 2.18 Confronto di REC_{ag} ottenuto con PA ($REC_{ag,p}$) e con MEC ($REC_{ag,m}$) per la struttura intatta D_0 (a) e danneggiata D_2 (b)

In figura 2.18 i risultati di capacità residua in termini di accelerazione di picco al suolo REC_{ag} , presentano un grado di approssimazione simile a quello della capacità residua

ottenuta in termini di accelerazione spettrale REC_{Sa} non approssimando in modo ottimale i risultati per gli edifici progettati per carichi gravitazionali. Per quanto riguarda gli edifici progettati per carichi orizzontali che presentano un meccanismo di piano è possibile notare che a differenza della REC_{Sa} , l'approccio per meccanismi sottostima i risultati ottenuti attraverso analisi pushover.

In conclusione, è possibile affermare che l'approccio per meccanismi approssima in modo soddisfacente l'analisi pushover sovrastimando, talvolta, i risultati.

Nei prossimi capitoli sarà quindi possibile utilizzare tale metodo per la generazione di curve di capacità attraverso l'ausilio di simulazioni Montecarlo, indagando un vasto numero di edifici necessari a valutare il comportamento delle costruzioni di un certo numero di piani progettate in fasi storiche diverse. Attraverso tale approccio sarà quindi possibile definire una valutazione della Performance Loss al fine di trovare una relazione con i costi di riparazione e ricostruzione e con gli indicatori di sicurezza per definire una politica di riparabilità.

CAPITOLO 3

VARIAZIONE DELLA CAPACITÀ RESIDUA E DELLE PERDITE PRESTAZIONALI CON APPROCCIO SPETTRALE

3.1 Descrizione del metodo

Il confronto delle analisi PA e MEC mostra che, quando è possibile catturare la tipologia di meccanismo che si attiva nella struttura in esame, è possibile ricavare i parametri significativi con errori relativamente piccoli e ridotto sforzo computazionale. Per questo motivo l'approccio per meccanismi può essere utilizzato per analizzare le possibili variazioni di REC in funzione della domanda sismica.

In figura 3.1 è mostrata la metodologia utilizzata per la valutazione della variazione di capacità residua con approccio spettrale. Infatti, una volta valutata la bilineare equivalente della curva di capacità per il sistema SDOF intatto, è possibile determinare la richiesta di spostamento sismico e di duttilità mediante l'applicazione del Capacity Spectrum Method (Fajfar, 1999).

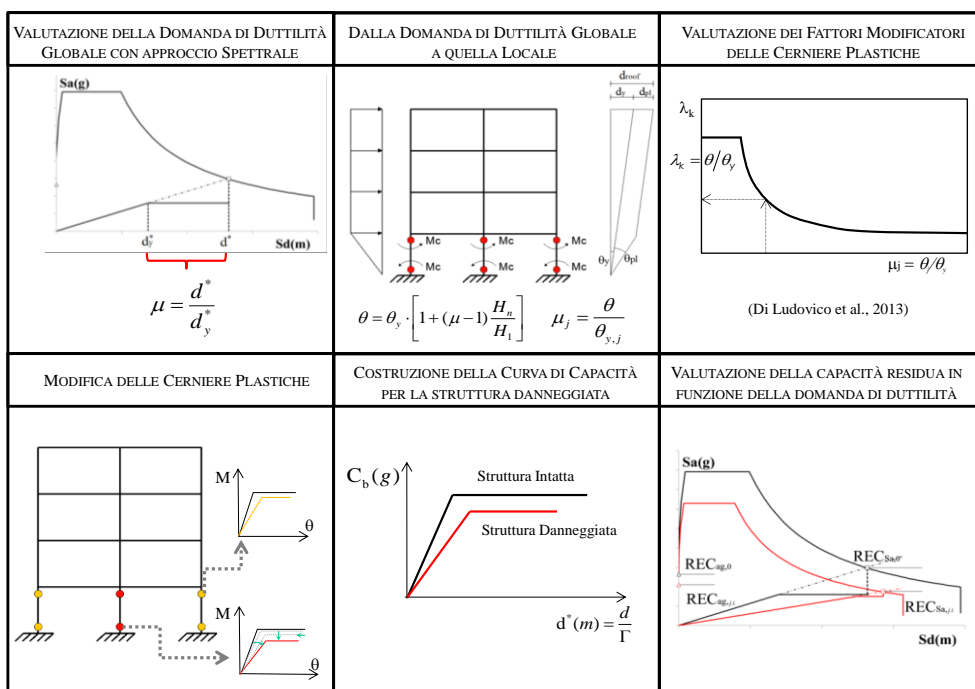


Figura 3.1 Fasi principali per la valutazione della variazione di REC

Data la richiesta di duttilità globale μ per il sistema equivalente SDOF, è possibile trasformarla in duttilità locale per gli elementi coinvolti nel meccanismo plastico; ad esempio ipotizzando un meccanismo di primo piano con l'approccio per meccanismi, la richiesta di rotazione corrispondente alla duttilità globale μ può essere determinata come:

$$\theta = \theta_y \cdot \left[1 + (\mu - 1) \frac{H_n}{H_1} \right] \quad (3.1)$$

Se invece il meccanismo è di tipo globale la rotazione attesa è semplicemente μ volte la rotazione allo snervamento:

$$\theta = \theta_y \cdot H_n \quad (3.2)$$

Nell'approccio per meccanismi tutti gli elementi coinvolti sono soggetti alla stessa rotazione; infatti la richiesta di duttilità degli elementi, dipendente dalla duttilità globale μ può essere calcolata con le equazioni (3.1) e (2.19) per il meccanismo di primo piano o (3.2) e (2.19) per quello globale. Dalla richiesta di duttilità locale μ_i per la generica cerniera plastica, è possibile modificare il comportamento degli elementi coinvolti tenendo conto del danneggiamento attraverso i parametri correttivi introdotti in (Di Ludovico et. al., 2013). In questo modo può essere determinata, a parte REC_0 ($REC_{Sa,0}$ e/o $REC_{ag,0}$) che può essere calcolata per la struttura nel suo stato iniziale intatta D_0 , anche la REC_μ ($REC_{Sa,\mu}$ e/o $REC_{ag,\mu}$) corrispondente alla duttilità globale richiesta, ed anche la variazione $REC_{ag,\mu}/REC_{ag,0}$.

Va osservato che il fattore di correzione da applicare a $d_{y,m}^*$ della struttura danneggiata, che in riferimento alle strutture studiate è stato calcolato in base al rapporto di $d_{y,p}^*$ (D_2) e $d_{y,p}^*$ (D_0) per tutti i casi considerati (vedi paragrafo § 2.3), è significativo per le strutture che hanno ottenuto un livello di danno pari a D_2 . Considerando le strutture analizzate, quest'ultimo corrisponde ad una richiesta di duttilità media pari a 1.33. Tuttavia, può essere previsto che, con la richiesta di duttilità crescente, il rapporto di $d_{y,p}^*$ (D_2) con $d_{y,p}^*$ (D_0) tende ad aumentare. A tal proposito è stato proposto che per la generica duttilità richiesta si ha:

$$\frac{d_{y,\mu}}{d_{y,0}} = \frac{1.35}{1.33} \cdot \mu \approx \mu \quad (3.3)$$

Quindi nell'ipotesi che la variazione di F^* con richiesta di duttilità può essere trascurata rispetto alla variazione di d_y^* , il rapporto di $T_{eq,\mu}$ e $T_{eq,0}$ corrispondente a $\sqrt{\mu}$ e di conseguenza l'eq. (3.3) può essere utilizzata per valutare il rapporto $REC_{ag,\mu}/REC_{ag,0}$:

$$\frac{REC_{ag,\mu}}{REC_{ag,0}} \approx \frac{REC_{Sa,\mu}}{REC_{Sa,0}} \cdot \sqrt{\mu} \quad (3.4)$$

Un'informazione importante che si può dedurre quando la variazione di REC è nota è la perdita di prestazione, PL :

$$PL = 1 - \frac{REC_{ag,\mu}}{REC_{ag,0}} \quad (3.5)$$

con $REC_{ag,\mu}$ in termini di accelerazione di picco della struttura per una data richiesta di duttilità μ e $REC_{ag,0}$ la capacità residua per la struttura intatta.

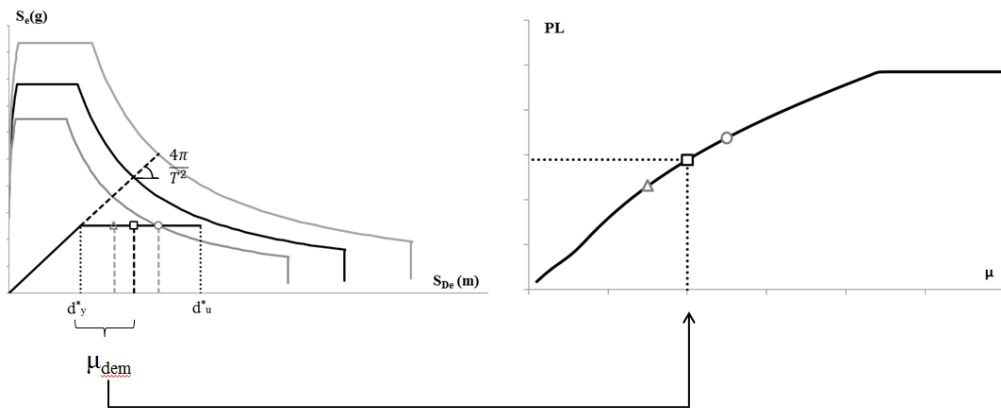


Figura 3.2 Applicazione del metodo CSM per determinare la domanda di duttilità di un sistema equivalente SDOF. Variando l'intensità iniziale, ad esempio scalando lo spettro il valore di μ subisce una variazione (a). Per ogni valore di μ è possibile determinare il valore di PL corrispondente (b).

Quindi, il degrado di capacità, che precedentemente è stato valutato per un dato stato di danno (D_2) può essere espresso come funzione della richiesta di duttilità μ . In effetti la CC_μ e la relativa $REC_{ag,\mu}$ per la struttura che ha subito una domanda di duttilità μ può essere determinata anche per la struttura danneggiata attraverso l'approccio per meccanismi determinando i fattori modificatori da applicare alle cerniere plastiche coinvolte nel meccanismo (Di Ludovico et al. 2013).

La risultante variazione di REC , dalla struttura intatta ($REC_{ag,0}$) alla struttura danneggiata ($REC_{ag,\mu}$) che ha sostenuto una richiesta di duttilità globale μ è stata introdotta nell'equazione (3.4) e successivamente è possibile determinare la PL (eq. 3.5).

Lasciando variare l'intensità di domanda e quindi, conseguentemente, la duttilità μ (fig. 3.2a), e calcolando la corrispondente PL è possibile determinare una relazione tra domanda sismica in termini di duttilità e la corrispondente PL (fig. 3.2b).

Per le 9 tipologie di edificio e per i due meccanismi ipotizzati è possibile determinare $REC_{ag,\mu}/REC_{ag,0}$ e la relativa PL calcolata fino ad una duttilità pari a 4.

3.2 Procedura di progettazione simulata su larga scala

Come descritto precedentemente la capacità residua degli edifici può essere determinata attraverso l'approccio per meccanismi. Al fine di indagare un numero elevato di strutture l'applicazione del metodo per meccanismi è stata condotta nell'ipotesi che gli edifici siano soggetti alla formazione di un meccanismo di piano, e pertanto, è necessario conoscere solamente il momento plastico, la rotazione allo snervamento e la rotazione ultima delle colonne al primo piano, M_c^1 , θ_y and θ_u , nonché l'altezza del primo livello H_1 e quella globale H_n del generico edificio (fig.3.3).

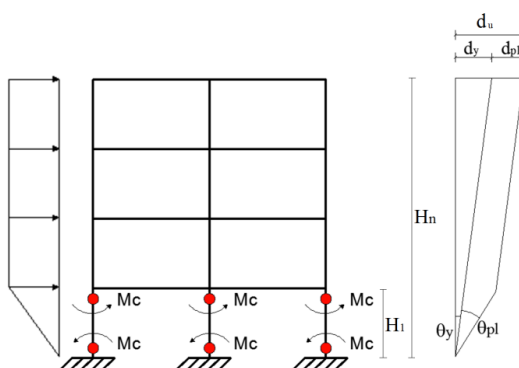


Figura 3.3 Meccanismo di primo piano e rotazioni allo snervamento e plastiche

Ovviamente, considerando la variabilità intrinseca di ogni edificio legata sia a differenze di configurazioni interne sia di materiali nonché alle diverse dimensioni in

pianta e in altezza, i parametri suddetti possono variare considerevolmente all'interno di una classe e per tale motivo tale condizione deve essere presa in considerazione ai fini della valutazione della vulnerabilità degli edifici su scala territoriale.

Considerando le possibili combinazioni relative all'età di costruzione e al numero di piani, sono state analizzate 30 classi di edifici come mostrato in tabella 3.1. Nelle classificazioni di edifici proposte da (Zuccaro et al., 2008), queste classi (e le relative curve di fragilità) come vedremo in seguito possono essere ottenute dall'indice di probabilità di danno SPD_v relativo agli edifici classificati D (strutture verticali in c.a.) e scegliendo i fattori di vulnerabilità adatti dalla tabella 1.4.

Tabella 3.1 Classi di edificio analizzate

| Combinazione | n°piani | Età di costruzione | Combinazione | n°piani | Età di costruzione |
|--------------|---------|--------------------|--------------|---------|--------------------|
| 1 | 2 | 1946-1961 | 16 | 5 | 1946-1961 |
| 2 | 2 | 1962-1971 | 17 | 5 | 1962-1971 |
| 3 | 2 | 1972-1981 | 18 | 5 | 1972-1981 |
| 4 | 2 | 1982-1991 | 19 | 5 | 1982-1991 |
| 5 | 2 | > 1991 | 20 | 5 | > 1991 |
| 6 | 3 | 1946-1961 | 21 | 6 | 1946-1961 |
| 7 | 3 | 1962-1971 | 22 | 6 | 1962-1971 |
| 8 | 3 | 1972-1981 | 23 | 6 | 1972-1981 |
| 9 | 3 | 1982-1991 | 24 | 6 | 1982-1991 |
| 10 | 3 | > 1991 | 25 | 6 | > 1991 |
| 11 | 4 | 1946-1961 | 26 | 7 | 1946-1961 |
| 12 | 4 | 1962-1971 | 27 | 7 | 1962-1971 |
| 13 | 4 | 1972-1981 | 28 | 7 | 1972-1981 |
| 14 | 4 | 1982-1991 | 29 | 7 | 1982-1991 |
| 15 | 4 | > 1991 | 30 | 7 | > 1991 |

Al fine di considerare la variabilità dei parametri in gioco all'interno delle classi di edificio, la procedura di progettazione simulata è stata applicata, a ciclo continuo, attraverso l'applicazione del metodo Monte Carlo, dove ogni parametro significativo viene estratto da una assegnata distribuzione di probabilità. Con riferimento alla resistenza del calcestruzzo è stata adottata la distribuzione proposta in (Verderame et al., 2001), mentre per quanto riguarda la tensione di snervamento dell'acciaio, le distribuzioni per ogni classe di età sono state estratte attraverso l'ausilio del programma STIL (Verderame et al., 2012a).

Tabella 3.2 Parametri e distribuzioni assunte

| Parametri | | Distribution | media | C.O.V. |
|-------------------|----------------------|--------------|-------|--------------------------------------|
| L_y | [m] | uniforme | - | [8, 15] |
| L_x/L_y | | uniforme | - | [1, 2.5] |
| ρ_s | ‰ | uniforme | - | $[\rho_{s,min}, \rho_{s,max}]_{var}$ |
| f_c | [N/mm ²] | uniformel | 20.0 | 30% |
| $f_{y,1972-1981}$ | [N/mm ²] | uniforme | 377.7 | 16% |

Per quanto riguarda la percentuale geometrica di armatura si è considerata una distribuzione uniforme con intervalli determinati dalla progettazione simulata più dettagliata per gli edifici di 4-6-8 piani descritta nel capitolo 2; per fare un esempio l'intervallo di percentuale geometrica di armatura ρ_s per la classe 7 (edifici di 3 piani, età 1962-1971) è [6.84, 10.3] ‰ mentre per la classe 27 (edifici di 7 piani, età 1962-1971) è [8.36, 11.5] ‰. Anche L_y e L_x/L_y hanno una variabilità all'interno di una distribuzione uniforme, mentre è stato assunto che l'altezza di interpiano rimane costante e pari a 3.0 m. La scelta della distribuzione uniforme permette di coprire intervalli di variabilità dei suddetti parametri senza avere una conoscenza dettagliata delle caratteristiche meccaniche e geometriche di una determinata popolazione di edifici. La tabella 3.2 riassume i principali parametri con le relative distribuzioni di probabilità assegnate, considerando, ad esempio per f_y relativo ad un edificio progettato nel 1972-1981.

Per quanto riguarda il calcolo del momento resistente degli elementi e quindi di tutti i parametri necessari per determinarlo si è optato per la procedura “fast” proposta da (Verderame et al., 2012b). Tale strumento è in grado di generare automaticamente con una procedura di progettazione simulata, un modello meccanico non-lineare da poter utilizzare per la realizzazione di curve di capacità. Il momento resistente di una colonna j -esima all' i -esimo piano di un edificio può essere espresso con la seguente equazione (3.6):

$$M_c^{i,j} = \frac{N_c^{i,j} \cdot a}{2} \cdot \left(1 - \frac{N_c^{i,j}}{f_c \cdot a^2} \right) + \beta \cdot [\rho_s \cdot a^2] \cdot f_y \cdot k \cdot a \quad (3.6)$$

dove $N_c^{i,j}$ è lo sforzo normale sulla j -esima colonna all' i -esimo piano (vedi eq. (3.7)), a è la dimensione del lato della sezione trasversale (ipotesi di sezioni quadrate), f_y e f_c sono rispettivamente la tensione di snervamento dell'acciaio e la resistenza a compressione del calcestruzzo, ρ_s è la percentuale geometrica di armatura longitudinale,

β è un coefficiente che tiene conto della distribuzione di rinforzo all'interno della sezione (solitamente 0.5) e k che considera la distanza tra le armature (solitamente 0.8). Lo sforzo normale del generico pilastro può essere determinato valutando semplicemente l'area di influenza su una generica colonna centrale dell'edificio:

$$N_c^{i,j} = \sum_{i=1}^n (g + q) \cdot \alpha \cdot A_{inf}^{i,j} \quad (3.7)$$

dove g e q sono rispettivamente i carichi permanenti e accidentali, $A_{inf}^{i,j}$ è l'area di influenza del pilastro centrale, α è pari a 1.00, 0.50, e 0.25 nel caso il pilastro sia posto nella zona centrale, laterale e d'angolo e n il numero di piani al di sopra della colonna. L'area della sezione del pilastro, a^2 può essere quindi valutata come funzione della tensione ammissibile del calcestruzzo, σ_c , come mostrato nella seguente equazione (3.8).

$$A_c^{i,j} = a^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (g + q) \cdot \alpha \cdot A_{inf}^{i,j}}{\sigma_c} \quad (3.8)$$

Per quanto riguarda la rotazione di snervamento e ultima, sono state determinate secondo l'approccio ASCE-SEI41 (2007), considerando i valori limite proposti in ACI 369R-11 (2011). In particolare, la rotazione di snervamento θ_y è calcolata per una rigidezza effettiva ridotta, EI_{eff} , rispetto a quello dell'intera sezione non fessurata (Eq. 3.9):

$$\theta_y = \frac{M_y L_s}{3EI_{eff}} \quad (3.9)$$

mentre la rotazione ultima θ_u è ottenuta sommando la rotazione plastica a a quella di snervamento, che dipende dal contributo dello sforzo normale e dalla percentuale di armatura longitudinale. Nell'equazione (3.9) M_y è il momento flettente allo snervamento, L_s è la luce di taglio (generalmente pari alla metà della lunghezza dell'elemento) e EI_{eff} è la rigidezza effettiva calcolata come proposto in (Elwood et al., 2009), in funzione del carico assiale normalizzato e della sezione dell'elemento.

Come si può notare, tutti i parametri richiesti nell'analisi M_c^I , θ_y e θ_u , possono essere ricavati direttamente in funzione di alcuni parametri geometrici, strutturali e meccanici. In particolare, data la classe di edificio (numero di piani e età di costruzione), e dopo aver assegnato la tensione ammissibile di progetto σ_c , così come i carichi agenti g e q , i

parametri che possono influenzare in modo esplicito M_c^I , θ_y e θ_u , sono la resistenza del calcestruzzo f_c , la tensione di snervamento dell'acciaio f_y , la percentuale geometrica di armatura ρ_s e la lunghezza delle campate (l_x and l_y) nelle due direzioni ortogonali (gli ultimi due parametri determinano l'area di influenza agente sul generico pilastro $A_{inf}=l_x \cdot l_y$). Nell'ipotesi di considerare solamente edifici di forma rettangolare, la lunghezza delle campate può essere direttamente ricavata in funzione della lunghezza totale dell'edificio in direzione trasversale L_y e dal rapporto L_x/L_y (lunghezza longitudinale vs lunghezza trasversale) (Verderame et al., 2010); pertanto considerando che le dimensioni globali determinano anche l'aliquota di massa sismica eccitata dalla quale dipende la massa equivalente m^* , gli ultimi due parametri sono esplicitamente introdotti come variabili, anziché l_x and l_y all'interno della classe di edificio.

Il lettore interessato può trovare ulteriori informazioni sull'approccio di progettazione simulata su (Verderame et al., 2010 and Verderame et al., 2012b).

3.3 Costruzione curve di capacità

Applicando l'approccio per meccanismi descritto al paragrafo 2.3 e utilizzando la procedura di progettazione simulata su larga scala descritta al paragrafo 3.2 è possibile ricavare le curve di capacità per una popolazione di edifici presi in considerazione. Nel caso in esame il processo di simulazione prevede l'estrazione, attraverso il metodo Monte Carlo, di 100000 edifici con caratteristiche meccaniche e geometriche che seguono le distribuzioni di probabilità descritte in tabella 3.2. Sono stati presi in considerazione edifici a pianta rettangolare ed è stato studiato il comportamento del telaio perimetrale in direzione trasversale, ossia quello che è più sollecitato alle azioni orizzontali.

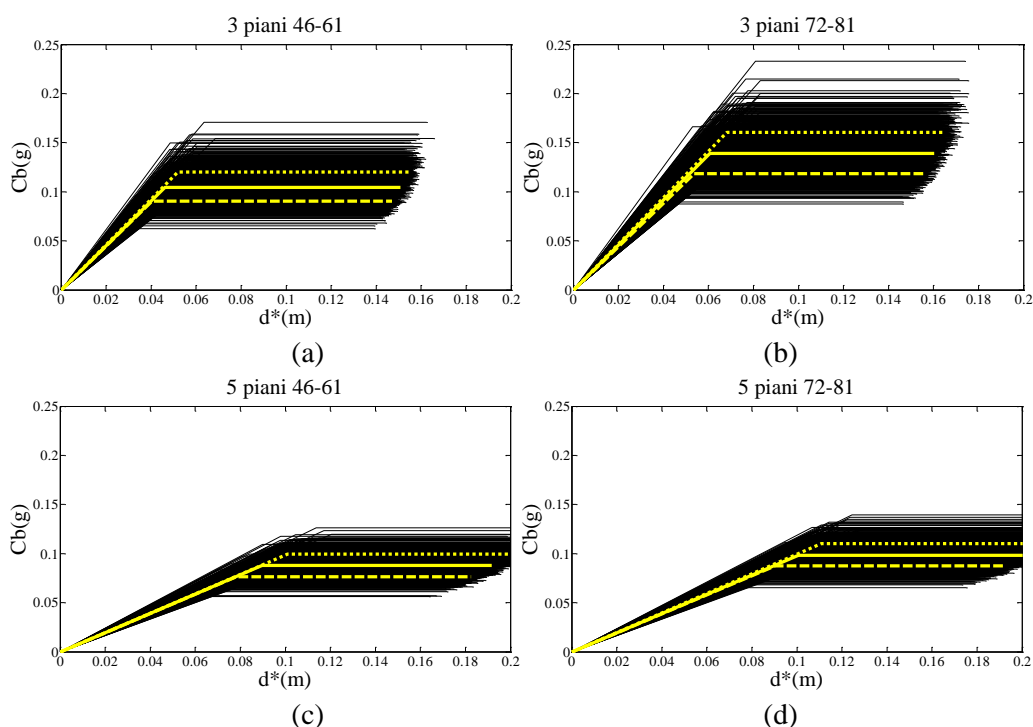


Figura 3.4 Curve di capacità generate attraverso la procedura simulata con relativa mediana e 16° e 84° percentile per la classe 3 piani 46-61(a) e 72-81(b) e per la classe 5 piani 46-61(c) e 72-81(d)

In figura 3.4 sono mostrate le curve di capacità estratte con relativa mediana e 16° e 84° percentile per un edificio di 3 piani progettato nel periodo 46-61 (fig.3.4a) e nel periodo 72-81 (fig.3.4b) e per un edificio di 5 piani progettato nel periodo 46-61 (fig.3.4c) e nel periodo 72-81(fig.3.4d).

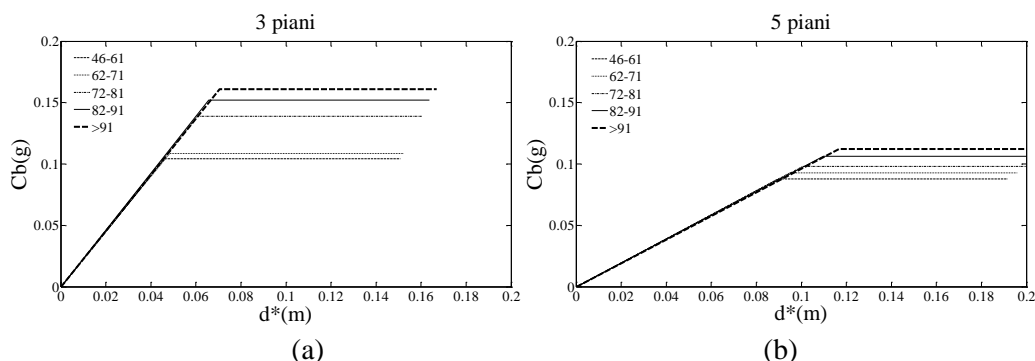


Figura 3.5 Curve di capacità mediana al variare della classe di età per gli edifici di 3 piani (a) e di 5 piani (b)

In figura 3.5 sono mostrate le curve di capacità considerando una singola classe di altezza (fig.3.5a 3 piani e fig 3.5b 5 piani) al variare delle classi di età.

È possibile notare che per le costruzioni più recenti l'aliquota di taglio alla base aumenta proprio a causa del miglioramento delle caratteristiche di resistenza dell'acciaio di armatura, mentre la riduzione per gli edifici meno recenti è anche dovuta al fatto la massa sismica in direzione trasversale viene completamente assorbita dai telai perimetrali in quanto nella tecnica di costruzione dell'epoca non venivano inseriti telai intermedi.

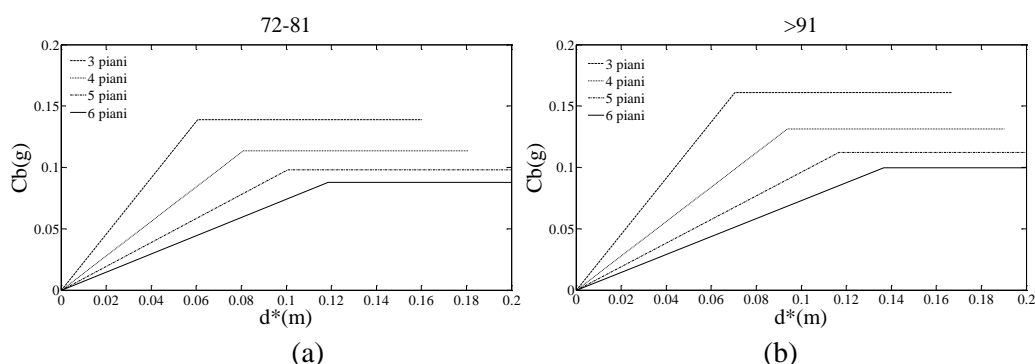


Figura 3.6 Curve di capacità mediana al variare della classe di altezza per gli edifici progettati nel periodo “72-81” (a) e nel periodo “>91” (b)

In figura 3.6 sono mostrate le curve di capacità considerando una singola classe di età (fig.3.6a 72-81 e fig. 3.6b >91) al variare dell'altezza dei piani.

In tabella 3.3 sono riportati i risultati delle analisi in termini di mediana e 16° e 84° percentile per tutte le classi di altezza ed età.

Tabella 3.3 Valori della mediana e dei percentili dei parametri che descrivono le curve di capacità per le classi di edificio considerate

| Età | N | mediana | | | | 16° percentile | | | | 84° percentile | | | |
|---------|---|-----------------|--------------|---------------|-------------|-----------------|--------------|---------------|-------------|-----------------|--------------|---------------|-------------|
| | | T_{eq} (s) | C_b (g) | d_y (cm) | μ_{cap} | T_{eq} (s) | C_b (g) | d_y (cm) | μ_{cap} | T_{eq} (s) | C_b (g) | d_y (cm) | μ_{cap} |
| '46-'61 | 2 | 0.94 | 0.11 | 2.40 | 5.49 | 0.89 | 0.09 | 2.13 | 6.14 | 0.99 | 0.12 | 2.68 | 4.98 |
| '62-'71 | 2 | 0.94 | 0.11 | 2.52 | 5.27 | 0.89 | 0.10 | 2.25 | 5.84 | 0.99 | 0.13 | 2.80 | 4.79 |
| '72-'81 | 2 | 0.94 | 0.12 | 2.67 | 4.99 | 0.88 | 0.11 | 2.40 | 5.51 | 0.99 | 0.14 | 2.94 | 4.58 |
| '82-'91 | 2 | 0.93 | 0.13 | 2.88 | 4.67 | 0.88 | 0.12 | 2.59 | 5.14 | 0.98 | 0.15 | 3.18 | 4.28 |
| >1991 | 2 | 0.93 | 0.14 | 3.03 | 4.46 | 0.88 | 0.13 | 2.73 | 4.89 | 0.98 | 0.16 | 3.34 | 4.09 |
| '46-'61 | 3 | 1.33 | 0.10 | 4.58 | 3.29 | 1.28 | 0.09 | 4.02 | 3.65 | 1.39 | 0.12 | 5.17 | 2.99 |
| '62-'71 | 3 | 1.33 | 0.11 | 4.82 | 3.16 | 1.28 | 0.10 | 4.29 | 3.47 | 1.39 | 0.13 | 5.40 | 2.89 |
| '72-'81 | 3 | 1.33 | 0.14 | 6.01 | 2.66 | 1.27 | 0.12 | 5.32 | 2.92 | 1.38 | 0.16 | 6.81 | 2.43 |
| '82-'91 | 3 | 1.32 | 0.15 | 6.61 | 2.48 | 1.26 | 0.13 | 5.83 | 2.72 | 1.38 | 0.18 | 7.50 | 2.27 |
| >1991 | 3 | 1.32 | 0.16 | 7.03 | 2.37 | 1.26 | 0.14 | 6.20 | 2.60 | 1.38 | 0.19 | 7.93 | 2.18 |
| '46-'61 | 4 | 1.69 | 0.09 | 6.18 | 2.69 | 1.63 | 0.08 | 5.40 | 2.97 | 1.75 | 0.10 | 6.98 | 2.47 |
| '62-'71 | 4 | 1.69 | 0.09 | 6.49 | 2.60 | 1.63 | 0.08 | 5.75 | 2.84 | 1.75 | 0.10 | 7.25 | 2.41 |
| '72-'81 | 4 | 1.70 | 0.11 | 8.02 | 2.25 | 1.63 | 0.10 | 7.09 | 2.44 | 1.76 | 0.13 | 9.07 | 2.07 |
| '82-'91 | 4 | 1.70 | 0.12 | 8.78 | 2.12 | 1.63 | 0.11 | 7.78 | 2.29 | 1.76 | 0.14 | 9.97 | 1.95 |
| >1991 | 4 | 1.70 | 0.13 | 9.35 | 2.03 | 1.63 | 0.11 | 8.28 | 2.20 | 1.76 | 0.15 | 10.53 | 1.89 |
| '46-'61 | 5 | 2.03 | 0.09 | 8.93 | 2.14 | 1.96 | 0.08 | 7.85 | 2.33 | 2.09 | 0.10 | 10.02 | 2.00 |
| '62-'71 | 5 | 2.03 | 0.09 | 9.46 | 2.07 | 1.96 | 0.08 | 8.41 | 2.23 | 2.10 | 0.10 | 10.48 | 1.95 |
| '72-'81 | 5 | 2.03 | 0.10 | 10.08 | 1.99 | 1.97 | 0.09 | 9.05 | 2.13 | 2.10 | 0.11 | 11.06 | 1.89 |
| '82-'91 | 5 | 2.04 | 0.11 | 10.99 | 1.89 | 1.97 | 0.09 | 9.88 | 2.01 | 2.10 | 0.12 | 12.07 | 1.79 |
| >1991 | 5 | 2.04 | 0.11 | 11.68 | 1.83 | 1.97 | 0.10 | 10.62 | 1.93 | 2.11 | 0.13 | 12.72 | 1.74 |
| '46-'61 | 6 | 2.32 | 0.08 | 10.62 | 1.96 | 2.26 | 0.07 | 9.26 | 2.13 | 2.37 | 0.09 | 11.97 | 1.84 |
| '62-'71 | 6 | 2.33 | 0.08 | 11.18 | 1.91 | 2.27 | 0.07 | 9.90 | 2.05 | 2.38 | 0.09 | 12.46 | 1.80 |
| '72-'81 | 6 | 2.33 | 0.09 | 11.90 | 1.84 | 2.27 | 0.08 | 10.61 | 1.96 | 2.38 | 0.10 | 13.13 | 1.75 |
| '82-'91 | 6 | 2.34 | 0.10 | 13.06 | 1.75 | 2.29 | 0.09 | 11.70 | 1.86 | 2.39 | 0.11 | 14.45 | 1.66 |
| >1991 | 6 | 2.34 | 0.10 | 13.66 | 1.71 | 2.28 | 0.09 | 12.33 | 1.81 | 2.40 | 0.11 | 14.89 | 1.64 |
| '46-'61 | 7 | 2.55 | 0.07 | 11.48 | 1.90 | 2.49 | 0.06 | 9.80 | 2.08 | 2.59 | 0.08 | 12.90 | 1.79 |
| '62-'71 | 7 | 2.55 | 0.07 | 11.86 | 1.87 | 2.49 | 0.07 | 10.44 | 2.01 | 2.59 | 0.08 | 13.33 | 1.76 |
| '72-'81 | 7 | 2.56 | 0.08 | 13.18 | 1.77 | 2.50 | 0.07 | 11.46 | 1.90 | 2.60 | 0.09 | 14.86 | 1.66 |
| '82-'91 | 7 | 2.57 | 0.09 | 14.53 | 1.68 | 2.51 | 0.08 | 12.72 | 1.80 | 2.62 | 0.10 | 16.44 | 1.59 |
| >1991 | 7 | 2.57 | 0.09 | 15.18 | 1.65 | 2.50 | 0.08 | 13.39 | 1.75 | 2.62 | 0.10 | 17.27 | 1.55 |

Il periodo equivalente, che deve essere utilizzato per determinare la domanda sismica basata su spettri di domanda inelastica è sensibilmente maggiore rispetto al periodo elastico; infatti il T_{eq} ottenuto con approccio per meccanismi (MEC) è in buon accordo con le formulazioni proposte in (Fajfar et al. 2009) per la direzione trasversale (la più deformabile) di edifici in c.a.. Si può notare che T_{eq} aumenta con il numero di piani mentre C_b e μ_{cap} decrescono. Nonostante il taglio alla base V_b assuma valori maggiori al crescere dei piani, C_b è inferiore a causa dell'incremento di massa. Per quanto riguarda invece la duttilità, la concentrazione di un meccanismo ad un solo piano, dovuta

all'ipotesi di formazione di un piano soffice, determina una capacità di duttilità inferiore per gli edifici più alti.

3.4 Costruzione curve PL – μ

Nel capitolo 3.1 è stata descritta la procedura per determinare la variazione della capacità residua a partire dalla domanda di duttilità globale ottenuta attraverso le curve di capacità con l'approccio per meccanismi. In figura 3.7 viene mostrata la variazione del rapporto $REC_{ag,\mu}/REC_{ag,0}$ (con $REC_{ag,0}$ per la struttura intatta e $REC_{ag,\mu}$ per la struttura soggetta ad una domanda di duttilità globale μ) per valori crescenti di μ ottenuta per la classe di edifici di 3 (fig. 3.7a) e 4 piani (fig. 3.7b) progettati nel periodo “72-81” con relativa mediana e 16° e 84° percentile. Considerando una singola classe di altezza (fig. 3.7c) è possibile vedere la variazione della mediana del rapporto di capacità residua al variare dell'età di costruzione, mentre in figura 3.7d viene mostrata la variazione della classe di età “72-81” facendo variare le classi di altezza.

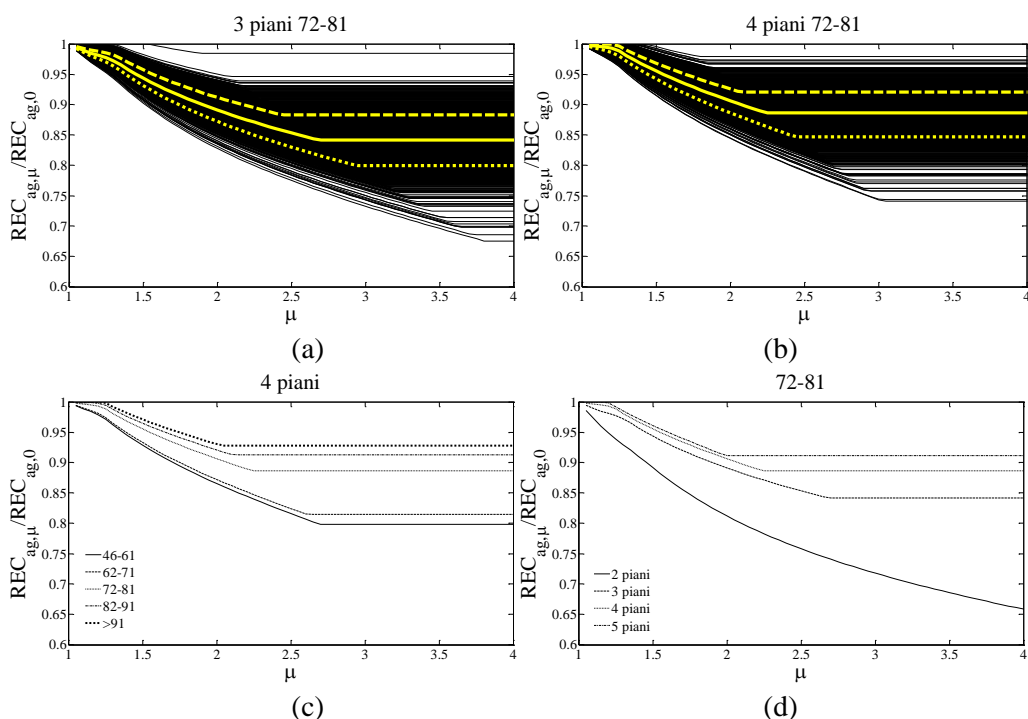


Figura 3.7 Variazione del rapporto $REC_{ag,\mu}/REC_{ag,0}$ al crescere della domanda di duttilità globale per la classe di edifici 3 piani “72-81” (a) e per la classe di edifici 4 piani “72-81” (b) con relativa mediana e 16° e 84° percentile.

Una volta determinato il rapporto di capacità residua, attraverso la relazione (3.4) è possibile determinare la Performance Loss PL . Facendo riferimento alle stesse classi di edificio precedentemente rappresentate, in fig.3.8a e in fig 3.8b sono mostrati gli andamenti di PL al variare della duttilità μ per tutti gli edifici estratti dalla simulazione Monte Carlo con relativa mediana e 16° e 84° percentile per le classi di edifici 3 piani “72-81” e 4 piani “72-81”. Considerando una singola classe di altezza (fig. 3.8c) è possibile vedere la variazione della mediana della Performance Loss al variare dell’età di costruzione, mentre in figura 3.8d viene mostrata la PL della classe di età “46-61” facendo variare le classi di altezza.

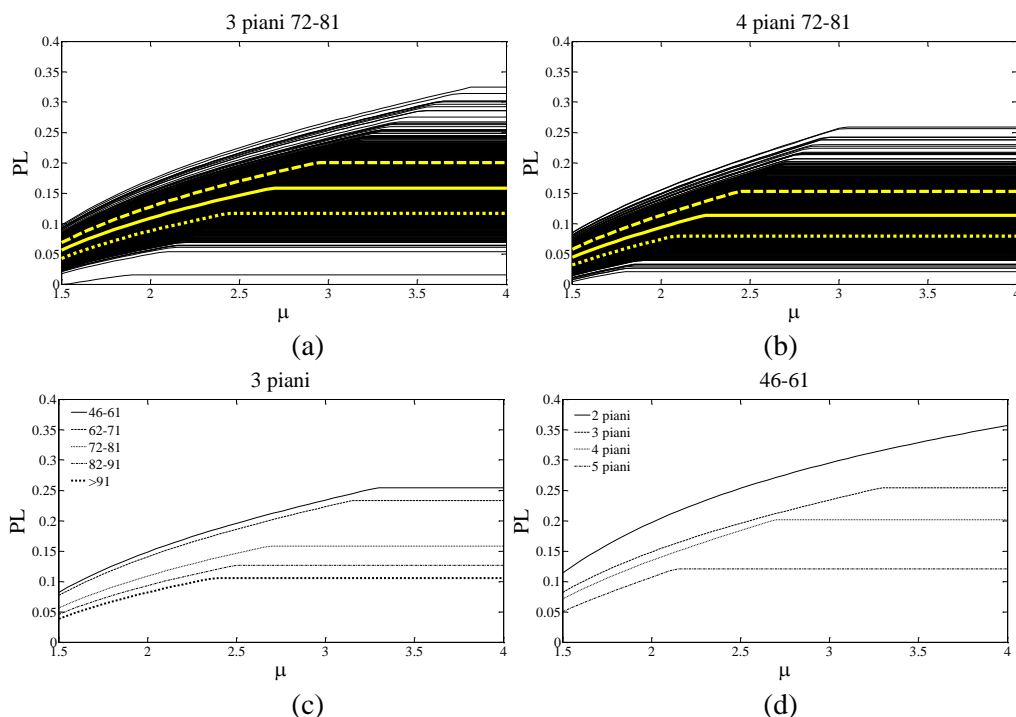


Figura 3.8 Variazione del performance loss PL al crescere della domanda di duttilità globale per la classe di edifici 3 piani “72-81” (a) e per la classe di edifici 4 piani “72-81”(b) con relativa mediana e 16° e 84° percentile. Variazione di PL al variare della classe di età per gli edifici di 3 piani (c) e al variare della classe di altezza per gli edifici progettati nel “46-61”.

Si noti che mentre le curve di capacità presentano per il 16° percentile un valore inferiore alla mediana, il corrispondente percentile nella curva $PL-\mu$ si trova al di sopra della relativa mediana in quanto per strutture più fragili sono previste maggiori perdite. Inoltre è possibile notare che l’incremento di perdita arriva ad un valore limite in corrispondenza di $\mu=\mu_{cap}$ dove la capacità residua REC_{Sa} ha raggiunto il valore limite di degradazione e quindi PL ha raggiunto il suo massimo valore. Per valori maggiori di

duttilità gli edifici sono da considerarsi collassati da un punto di vista teorico, ma nel processo di valutazione dei costi, come esposto nel capitolo successivo, tali strutture sono prese in considerazione in quanto rappresentano quelle che saranno soggette al processo di demolizione e ricostruzione.

Le curve $PL-\mu$ fino al loro valore massimo possono essere espresse con un polinomio di primo grado (eq.3.10)

$$PL(\mu) = a_0 + a_1 \cdot \mu \quad (3.10)$$

I coefficienti necessari a rappresentare la curva $PL-\mu$ sono riportati in tabella 3.4.

Tabella 3.4 Coefficienti del polinomio di primo grado (eq.3) per la determinazione del valore mediano e dei percentili di PL

| Età | N | mediana | | 16° percentile | | 84° percentile | |
|---------|---|---------|-------|----------------|-------|----------------|-------|
| | | a_0 | a_1 | a_0 | a_1 | a_0 | a_1 |
| '46-'61 | 2 | 0.020 | 0.082 | 0.043 | 0.078 | 0.001 | 0.084 |
| '62-'71 | 2 | 0.012 | 0.083 | 0.033 | 0.080 | -0.007 | 0.085 |
| '72-'81 | 2 | 0.003 | 0.084 | 0.022 | 0.081 | -0.014 | 0.086 |
| '82-'91 | 2 | -0.010 | 0.086 | 0.045 | 0.078 | -0.025 | 0.087 |
| >1991 | 2 | -0.018 | 0.086 | -0.003 | 0.085 | -0.031 | 0.087 |
| '46-'61 | 3 | -0.079 | 0.107 | -0.066 | 0.108 | -0.085 | 0.104 |
| '62-'71 | 3 | -0.082 | 0.105 | -0.073 | 0.107 | -0.088 | 0.101 |
| '72-'81 | 3 | -0.090 | 0.096 | -0.088 | 0.103 | -0.088 | 0.087 |
| '82-'91 | 3 | -0.090 | 0.090 | -0.090 | 0.098 | -0.088 | 0.076 |
| >1991 | 3 | -0.087 | 0.084 | -0.091 | 0.094 | -0.078 | 0.069 |
| '46-'61 | 4 | -0.113 | 0.120 | -0.108 | 0.125 | -0.112 | 0.112 |
| '62-'71 | 4 | -0.112 | 0.117 | -0.110 | 0.123 | -0.111 | 0.109 |
| '72-'81 | 4 | -0.108 | 0.101 | -0.113 | 0.112 | -0.105 | 0.090 |
| '82-'91 | 4 | -0.101 | 0.091 | -0.109 | 0.104 | -0.096 | 0.078 |
| >1991 | 4 | -0.104 | 0.088 | -0.106 | 0.097 | -0.093 | 0.072 |
| '46-'61 | 5 | -0.129 | 0.119 | -0.135 | 0.130 | -0.123 | 0.108 |
| '62-'71 | 5 | -0.124 | 0.112 | -0.133 | 0.125 | -0.117 | 0.101 |
| '72-'81 | 5 | -0.124 | 0.107 | -0.127 | 0.116 | -0.114 | 0.095 |
| '82-'91 | 5 | -0.117 | 0.097 | -0.123 | 0.108 | -0.107 | 0.084 |
| >1991 | 5 | -0.108 | 0.087 | -0.118 | 0.100 | -0.101 | 0.076 |
| '46-'61 | 6 | -0.139 | 0.122 | -0.176 | 0.154 | -0.085 | 0.082 |
| '62-'71 | 6 | -0.149 | 0.127 | -0.112 | 0.110 | -0.144 | 0.116 |
| '72-'81 | 6 | -0.141 | 0.118 | -0.153 | 0.133 | -0.132 | 0.106 |
| '82-'91 | 6 | -0.125 | 0.102 | -0.142 | 0.121 | -0.116 | 0.090 |
| >1991 | 6 | -0.117 | 0.094 | -0.130 | 0.109 | -0.108 | 0.082 |

| | | | | | | | |
|---------|---|--------|-------|--------|-------|--------|-------|
| '46-'61 | 7 | -0.123 | 0.117 | -0.233 | 0.188 | -0.051 | 0.064 |
| '62-'71 | 7 | -0.112 | 0.108 | -0.185 | 0.159 | -0.032 | 0.052 |
| '72-'81 | 7 | -0.121 | 0.105 | -0.182 | 0.152 | -0.035 | 0.045 |
| '82-'91 | 7 | -0.100 | 0.087 | -0.155 | 0.131 | -0.075 | 0.062 |
| >1991 | 7 | -0.122 | 0.100 | -0.161 | 0.133 | -0.054 | 0.047 |

I risultati in termini di REC_{ag} e quindi di PL sono stati calcolati senza considerare rotture di tipo fragile dei pilastri e dei nodi; tale aspetto verrà affrontato nel capitolo 6 e quindi tale strumento può essere utilizzato al fine di effettuare una valutazione preliminare delle perdite prestazionali di edifici in C.A..

3.4.1 Valutazione spettrale della PL attesa

Una volta determinato il rapporto $PL-\mu$ è possibile determinare la performance loss prevista per un determinato spettro elastico che rappresenta la possibile domanda sismica di un sito. In questa applicazione consideriamo uno spettro elastico ottenuto in accordo con le NTC08 per la zona di L'Aquila con terreno di tipo B considerando un'azione sismica con accelerazione di picco al suolo $a_g=0.261g$ ottenuta per un periodo di ritorno $T_r=475$ anni e una probabilità di superamento del 10% in 50 anni. Come spiegato in precedenza la domanda di duttilità globale può essere determinata attraverso l'approccio CSM.

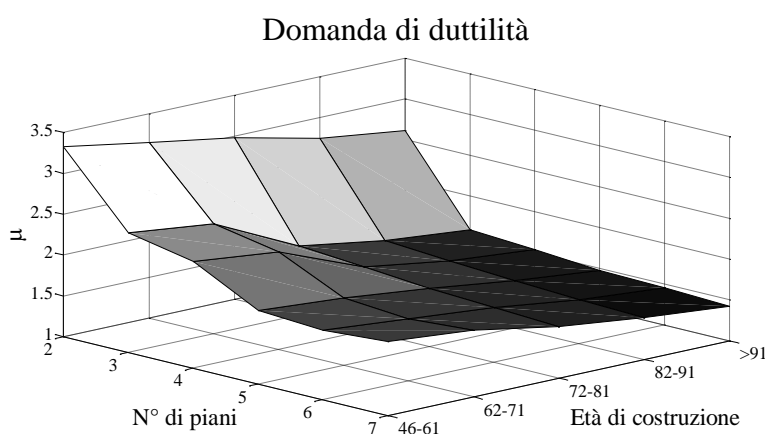


Figura 3.9 Variazione della domanda di duttilità μ in funzione del n° di piani e dell'età di costruzione

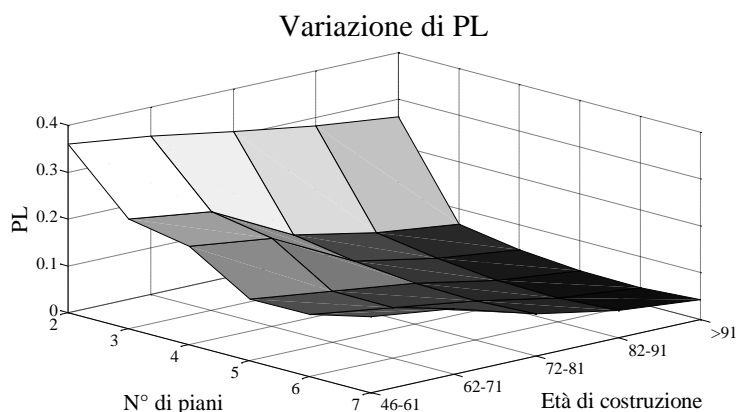


Figura 3.10 Variazione della Performance Loss (PL) in funzione del n° di piani e dell'età di costruzione

La figura 3.9 mostra la variazione di μ con l'età di costruzione e il numero dei piani per le 30 classi di edificio prese in esame, che sono state ottenute applicando il metodo CSM con la mediana della curva di capacità ottenuta attraverso l'applicazione dell'approccio per meccanismi "MEC". È possibile notare che la domanda di duttilità è più alta per strutture più basse e decresce per gli edifici progettati recentemente.

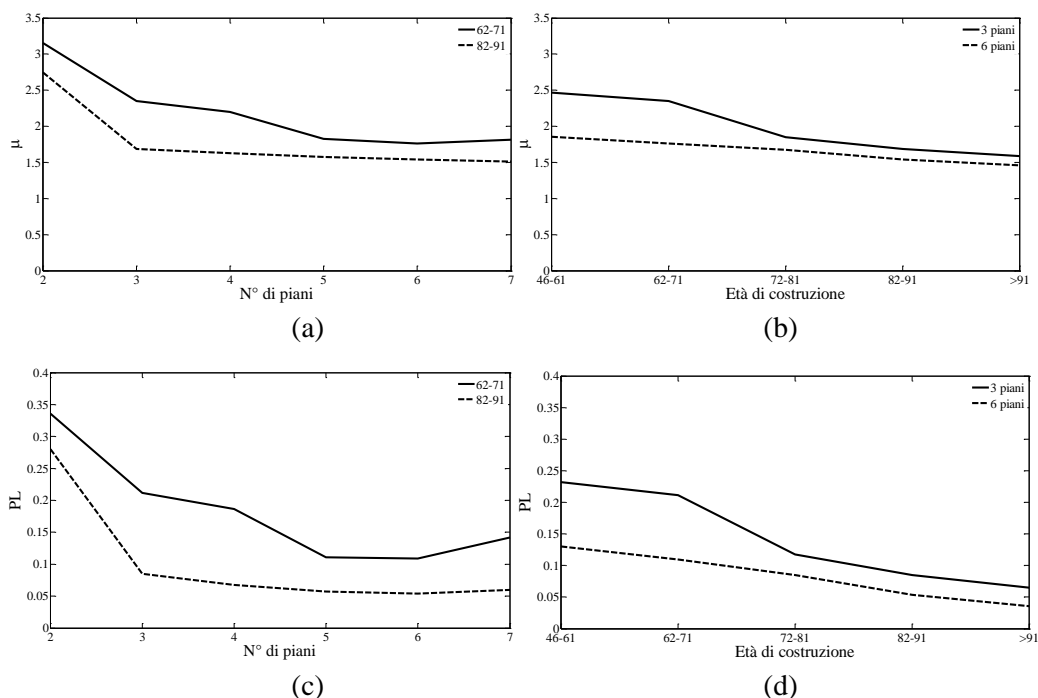


Figura 3.11 Variazione della domanda di duttilità μ con il numero di piani (a) e l'età di costruzione (b) e variazione di PL con il numero di piani (c) e l'età di costruzione (d)

Le figure 3.11a e 3.11b si ottengono tagliando il grafico 3D lungo l'asse dell'età di costruzione e lungo quello del numero di piani. La figura 3.10a mostra la variazione della domanda di duttilità con il numero di piani per le classi di età "62-71" e "82-91", mentre la figura 3.11b mostra l'andamento decrescente di μ per edifici più recenti per le classi di 3 e 6 piani. Inserendo la domanda di duttilità all'interno della relazione PL- μ è possibile ricavare la variazione di PL. La figura 3.10 mostra la variazione di PL con l'età di costruzione e il numero dei piani per le 30 classi di edificio prese in esame. In figura 3.11c è possibile notare la variazione di PL con il numero di piani per le classi di età "62-71" e "82-91", mentre la figura 3.11d mostra l'andamento decrescente di PL per edifici più recenti per le classi di 3 e 6 piani.

CAPITOLO 4

VARIAZIONE DELLE CURVE DI FRAGILITÀ IN FUNZIONE DEL DANNO

4.1 Introduzione

La vulnerabilità sismica di un edificio è definita come la predisposizione della costruzione ad essere danneggiata da un terremoto di una data intensità e può essere quindi “misurata” come la probabilità che la struttura subisca un determinato livello di danneggiamento a seguito di un evento sismico. Un importante strumento per la valutazione di vulnerabilità, che permette di stimare il grado di danno atteso per una data intensità sismica è la curva di fragilità, definita come la probabilità, al variare dell'intensità sismica, che l'edificio raggiunga un determinato stato limite ovvero la probabilità condizionata $P[SL|I]$ che si verifichi lo stato limite SL all'intensità I (Polese, 2002)

La curva di fragilità può essere espressa in funzione di PGA, PGV, PGD etc. e può essere costruita per ogni edificio in funzione di un prefissato stato limite (fig. 4.1)

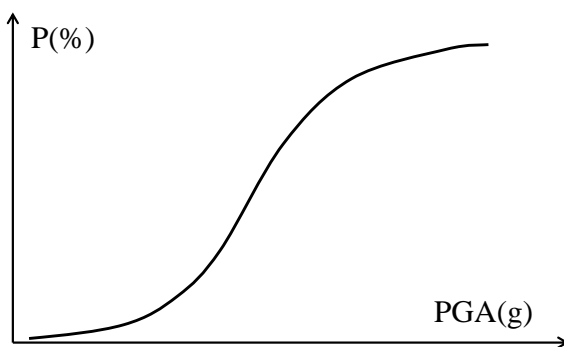


Figura 4.1 Curva di fragilità di un edificio

La valutazione delle curve di fragilità può essere condotta sia attraverso metodi empirici (vulnerabilità osservata), sia meccanici (vulnerabilità calcolata). I metodi

empirici di valutazione della vulnerabilità interpretano il comportamento degli edifici di una certa classe di età e di altezza attraverso l'analisi del danno in occasione di precedenti eventi sismici, mentre i metodi meccanici consentono di determinare il comportamento di una data costruzione con l'ausilio di modelli teorici attraverso simulazioni numeriche e sperimentazioni scientifiche.

In questo capitolo verrà affrontata la valutazione della variazione delle curve di fragilità in funzione del danno attraverso un approccio ibrido; infatti verranno inizialmente valutate le curve di fragilità con approccio empirico attraverso l'utilizzo delle matrici di probabilità di danno (DPM) (Zuccaro et al., 2008) e successivamente applicando l'approccio per meccanismi per la valutazione della capacità residua di un edificio che ha sostenuto una data richiesta di duttilità, è stata valutata la variazione delle curve di fragilità per un assegnato spettro elastico (Polese et al. 2013a).

4.2 Metodi empirici per la valutazione di vulnerabilità sismica di edifici in c.a.

Per una efficace valutazione di vulnerabilità attraverso l'utilizzo di metodi empirici, più è ampia la disponibilità di database di danno delle classi di edifici in esame per un dato evento sismico, più si avrà un'indicazione realistica del danno atteso. Dall'elaborazione statistica dei dati rilevati la procedura prevede di attribuire alla costruzione una classe di vulnerabilità che è una caratteristica intrinseca della costruzione, a seconda che essa sia realizzata in legno, muratura, c.a. o acciaio; passo successivo è la definizione del danno descritto in successivi stati d_i mentre l'eccitazione sismica viene espressa in variabili discrete di intensità I . La relazione tra i dati di danno e di intensità per una determinata classe di vulnerabilità è rappresentativa della popolazione degli edifici indagati e viene espressa attraverso le matrici di probabilità di danno (DPM) che verranno descritte in seguito.

Tuttavia l'utilizzo di metodi empirici di valutazione presenta alcuni svantaggi legati al fatto che per definire l'intensità sismica viene spesso utilizzata una misura macrosismica, la quale è a sua volta ottenuta dai danni osservati e quindi intensità sismica e danno non sono indipendenti tra loro. (Crowley et al. 2009).

4.2.1 Le matrici di probabilità di danno

Le matrici di probabilità di danno (Damage probability matrix - *DPM*) rappresentano uno strumento fondamentale per l'analisi della vulnerabilità e la previsione del danno atteso. Esse forniscono la probabilità di ottenere un determinato danno per una determinata classe di edificio e per un input sismico descritto in termini di intensità macrosismica; ogni elemento della matrice rappresenta quindi la probabilità condizionata che si verifichi il livello di danno D_i data l'intensità sismica I e la classe di edificio E secondo la relazione $P[D_i|I,E]$.

Il primo esempio di utilizzo delle matrici di probabilità di danno in Europa, per la valutazione della vulnerabilità, è stato sperimentato a seguito del terremoto in Irpinia del 1980 (Braga et al. 1982). Le *DPM* ottenute da un'indagine estesa a 36'000 edifici e 41 comuni danneggiati dal sisma attraverso l'elaborazione di schede di 1° livello GNDT, hanno consentito di correlare il livello di danno a tredici diverse tipologie costruttive individuate in base al tipo di strutture verticali e orizzontali.

Al fine di definire le *DPM*, la misura di danno globale adottata è quella relativa alle strutture verticali secondo i 6 livelli di danno (da 0 a 5) descritti nella scala macrosismica MSK-76 (Medvedev – Sponheuer – Karnik).

Tabella 4.1 Livelli di danno definiti dalla scala MSK76 (Medvedev, 1977)

| <i>Livello di danno</i> | <i>Descrizione</i> |
|--------------------------------|---|
| 0 | Nessun Danno |
| 1 | Danno Lieve: Esili crepe negli intonaci, caduta di piccoli pezzi di intonaco |
| 2 | Danno Moderato: Piccole lesioni nei muri, caduta di grandi pezzi di intonaco, caduta di tegole, lesione comignoli, caduta parti di comignoli |
| 3 | Danni Forti: Lesioni ampie e profonde nei muri, caduta di comignoli |
| 4 | Distruzioni: Lesioni ampie e profonde nei muri, crolli di parti di edifici, crolli muri interni, le parti dell'organismo strutturale perdono unione |
| 5 | Danni Totali: Collasso totale |

La scala MSK-76 propone la distinzione degli edifici in tre tipologie di classi di vulnerabilità in base al materiale costruttivo: costruzioni in pietrame (A), costruzioni in mattoni (B), costruzioni armate (C). Sulla base delle tredici tipologie riscontrate in Irpinia, queste furono quindi ridotte a tre in accordo con la MSK-76 mostrando la migliore correlazione nel modo riportato in tabella.

Tabella 4.2 Classificazione Irpinia

| Strutture orizzontali | Strutture Verticali | | | |
|-----------------------|----------------------|------------------|---------------------|----------------|
| | Muratura in pietrame | Muratura di tufo | Muratura in mattoni | Cemento Armato |
| Volte | 1 – A | 5 – A | 9 – A | - |
| Solai in ferro | 2 – A | 6 – A | 10 – C | - |
| Solai in legno | 3 – B | 7 – B | 11 – C | - |
| Solai in c.a. | 4 – C | 8 – C | 12 – C | 13 – C |

Altri esempi di *DPM* più recenti sono quelle di Irpinia 80 revisionate da (Dolce, 2003); quelle elaborate dal servizio sismico nazionale (DPC) da (Di Pasquale et.al. 97); le *DPM* costruite per deduzione diretta dalla scala Macrosismica Europea EMS (Giovinazzi et al. 2001) e le *DPM* definite dal gruppo di lavoro GNDT-SSN nella relazione finale della commissione tecnico scientifica per l'aggiornamento dell'inventario e della vulnerabilità degli edifici residenziali e pubblici nel 2002. Di seguito, per ognuna delle *DPM* elencate, si riportano i diagrammi con l'andamento dei coefficienti binomiali che sono parametri sintetici di danno per una data classe di edifici soggetti all'intensità *i*-esima.

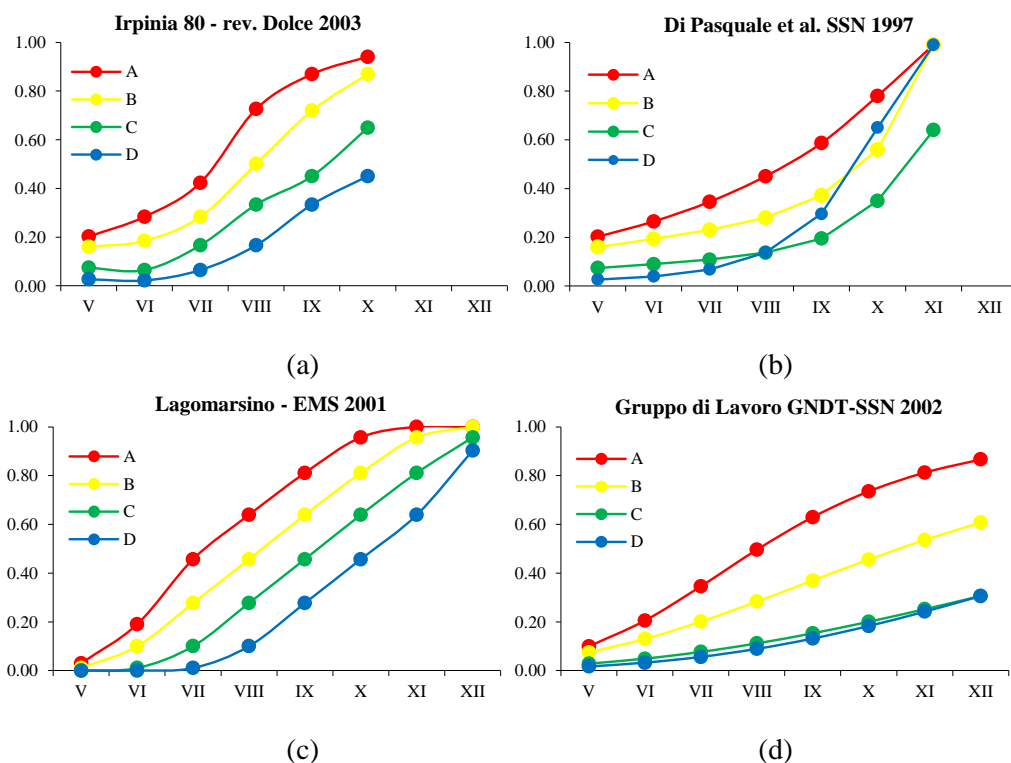


Figura 4.2 Andamento delle DPM: (a) Irpinia 80, (b) Di Pasquale et al. SSN 1997, (c) Lagomarsino - EMS 2001, (d) Gruppo di lavoro GNDT-SSN-2002

Nei diagrammi di figura 4.2 a differenza della scala MSK-76 viene considerata un'ulteriore classificazione tipologica per indicare gli edifici con struttura verticale in c.a. (classe *D*); tale espressione per indicare l'intensità sismica associata alla generica classe è stata introdotta nella successiva modifica della MSK (1981) fino ad arrivare alla più recente versione della scala Macrosismica Europea EMS-98 (Grunthal et al. 1998) la quale considera sei diverse tipologie di classi di vulnerabilità *A, B, C, D, E, F* (fig. 4.3) accompagnate da una descrizione qualitativa “few”, “many” and “most” (fig. 4.4) della percentuale di edifici che hanno subito un livello di danno *k*-esimo da 1 a 5 in funzione dell'intensità sismica con intervalli *V, VI, VII, VIII, IX, X, XI, XII*.

| Type of Structure | | Vulnerability Class A B C D E F | | | | | |
|--------------------------|---|------------------------------------|--|--|--|--|--|
| MASONRY | rubble stone, fieldstone | ○ | | | | | |
| | adobe (earth brick) | ○— | | | | | |
| | simple stone | —○ | | | | | |
| | massive stone | —○— | | | | | |
| | unreinforced, with manufactured stone units | —○— | | | | | |
| | unreinforced, with RC floors | —○— | | | | | |
| | reinforced or confined | —○— | | | | | |
| REINFORCED CONCRETE (RC) | frame without earthquake-resistant design (ERD) | —○— | | | | | |
| | frame with moderate level of ERD | —○— | | | | | |
| | frame with high level of ERD | —○— | | | | | |
| | walls without ERD | —○— | | | | | |
| | walls with moderate level of ERD | —○— | | | | | |
| | walls with high level of ERD | —○— | | | | | |
| STEEL | steel structures | —○— | | | | | |
| WOOD | timber structures | —○— | | | | | |

○ most likely vulnerability class; — probable range;
 range of less probable, exceptional cases

Figura 4.3 Classi di vulnerabilità EMS-98

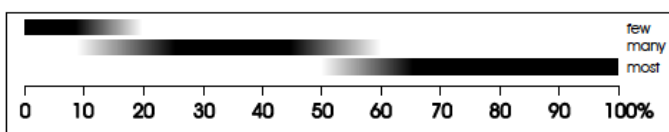


Figura 4.4 Definizione delle quantità di danno secondo EMS-98

Nella scala EMS-98 le strutture in muratura sono distinte in sette classi, dalla muratura in pietrame disordinato alla muratura armata o confinata mettendo quindi in evidenza le caratteristiche dei materiali che oltre ad essere distintivi di un'epoca costruttiva sono anche indicatori delle caratteristiche dei collegamenti orizzontali; infatti difficilmente una struttura in pietrame disordinato presenterà solai in latero-cemento e allo stesso modo una struttura in muratura armata non presenterà solai in legno o a putrelle e tavelloni. Le strutture in cemento armato sono invece distinte in sei classi distinguendo la tipologia sismo-resistente (pilastri o pareti) e il grado di progettazione antisismica (assente, moderato, alto livello). Infine non viene fatta alcuna distinzione sia per le strutture in acciaio che in legno.

4.2.1.1 Applicazione delle DPM al caso studio

L'obiettivo dell'analisi delle matrici di probabilità di danno è quello di ottenere una stima del grado di danno per un dato input sismico al fine di costruire delle curve di fragilità rappresentative di una determinata classe di edifici.

La tipologia di *DPM* prese in esame sono quelle relative allo studio del gruppo di lavoro GNDT-SSN del 2002 che presenta i coefficienti binomiali riportati in Tabella 4.3.

Tabella 4.3 Coefficienti binomiali relativi alle DPM GNDT-SSN 2002

| SSN - GNDT 2002 | V | VI | VII | VIII | IX | X | XI | XII |
|--------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| A | 0.100 | 0.205 | 0.346 | 0.496 | 0.630 | 0.735 | 0.812 | 0.866 |
| B | 0.075 | 0.130 | 0.201 | 0.283 | 0.370 | 0.456 | 0.536 | 0.608 |
| C | 0.028 | 0.049 | 0.077 | 0.112 | 0.153 | 0.200 | 0.252 | 0.306 |
| D | 0.017 | 0.033 | 0.056 | 0.089 | 0.132 | 0.183 | 0.242 | 0.306 |

L'andamento dei suddetti coefficienti binomiali, mostra l'andamento del danno per una determinata tipologia strutturale al variare dell'intensità e attraverso la nota relazione di distribuzione binomiale (eq.4.1) è possibile ricavare le *DPM* per le cinque classi di danno.

$$V_{khi} = \frac{n!}{k!(n-k)!} p_{hi}^k (1 - p_{hi})^{5-k} \quad (4.1)$$

dove V_{khi} rappresenta la probabilità di avere per la tipologia di classe “*h*” un livello di danno “*k*” per effetto di una azione di intensità “*i*” in modo tale da ottenere per ciascun valore del coefficiente binomiale p_{hi} una colonna delle *DPM* cercate e con *n* il numero di osservazioni rappresentate dai livelli di danno pari a 5. Ogni colonna di *DPM*, rappresenta quindi la distribuzione del danno per una data classe di edificio soggetta all'intensità “*i*” e avrà necessariamente somma unitaria.

Ad esempio in figura 4.5 è possibile notare l'andamento della probabilità di danno per la classe *D*; gli edifici presentano un danno nullo o lieve ($k=0$; $k=1$) per intensità basse fino ad arrivare ad un danno moderato o grave per intensità maggiori ($k=3$, $k=4$).

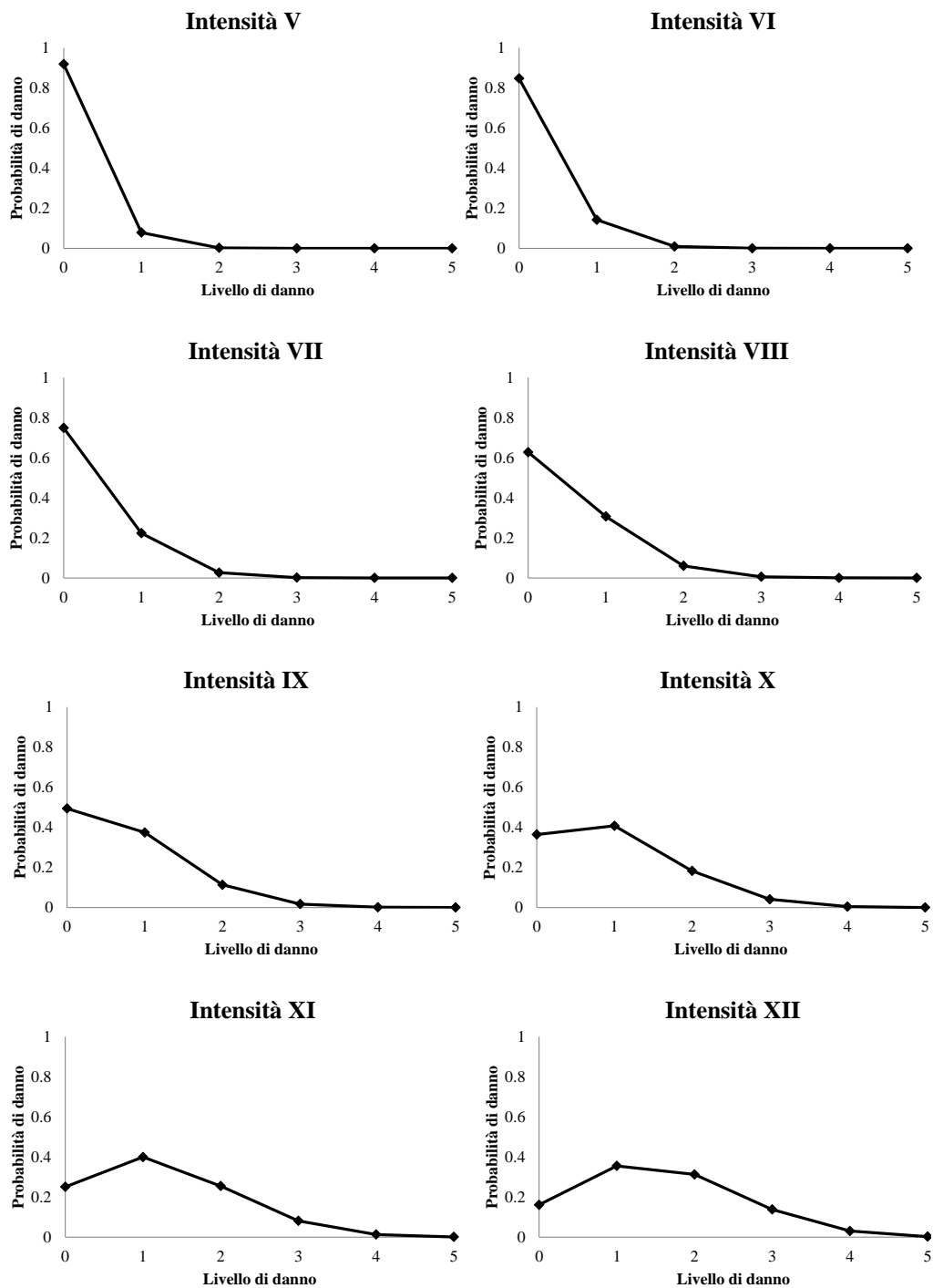


Figura 4.5 Distribuzione della probabilità di danno per i vari livelli di intensità

La variazione di danno all'aumentare dell'intensità sismica è ancora più evidente (fig. 4.6) se si vuole indagare la probabilità di danno di una classe con caratteristiche strutturali scadenti (classe A, fig. 4.6a) dove è più marcato il passaggio dal danno nullo (intensità V) al danno molto grave (intensità XII). Infatti per gli edifici di classe A è possibile vedere come per intensità sismiche di VIII e IX gradi le strutture sono arrivate quasi tutte al collasso mentre per la classe B (fig.4.6b) a parità di intensità gli edifici presentano danni moderati gravi. Tale comportamento migliora nella classe C (fig.4.6c) fino a presentare danni lievi per la classe D (fig.4.6d).

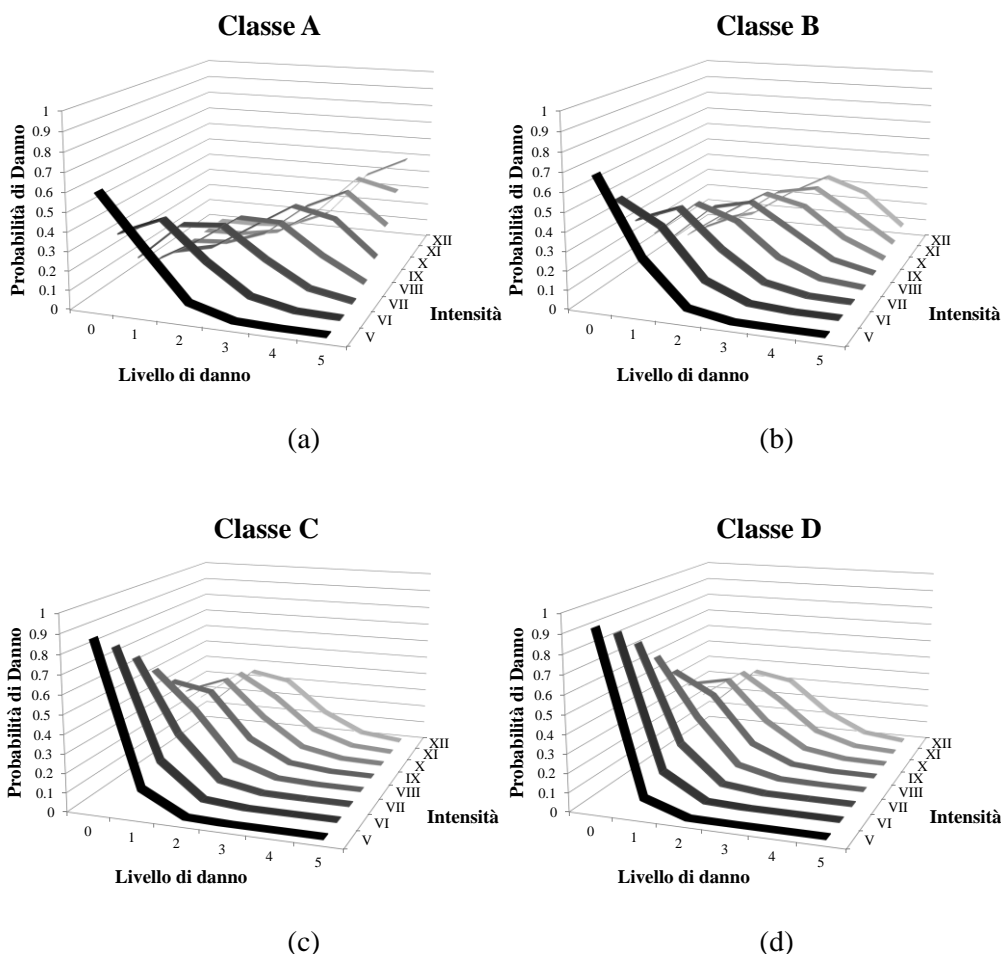


Figura 4.6 Distribuzione della probabilità di danno per le classi di edificio A (a), B (b), C (c), D (d)

La distribuzione di probabilità con legge binomiale fin qui adottata permette di utilizzare in modo sintetico le distribuzioni ottenute attraverso la raccolta statistica dei dati (DPM). Al fine di semplificare il confronto tra le diverse distribuzioni di danno è

stato introdotto un parametro che rappresenta in modo significativo il danno per una data intensità. Tale parametro definito come Indice Sintetico di Danno (*SPD*) coincide con l'ascissa baricentrica dell'istogramma dei danni ed è ottenuto dalla media ponderata tra i valori della matrice di probabilità di danno per il danno corrispondente ovvero dividendo direttamente il coefficiente binomiale della data classe per il massimo danno pari a 5. Il valore di *SPD* rappresenta in termini quantitativi un danno rappresentativo di una classe di edifici per una data intensità sismica.

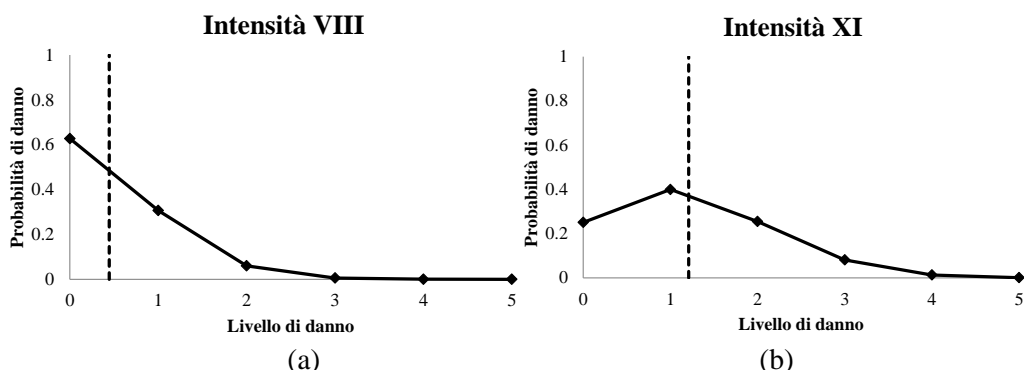


Figura 4.7 Parametro sintetico di danno per intensità VIII (a) e intensità XI (b)

Il valore rappresentativo della classe di edificio *D* per l'intensità *VIII* è pari a 0.445 (fig. 4.7a) mentre per l'intensità *XI* è pari a 1.209 (figura 4.7b) e dividendo tali valori per 5 si ottiene proprio il valore del coefficiente binomiale riportato in tabella 4.3.

4.2.2 Classificazione degli edifici

Uno dei principali problemi nelle analisi di vulnerabilità su scala territoriale è la grande dimensione del patrimonio edilizio da considerare, con la sua variabilità intrinseca, la tipologia del materiale da costruzione, la morfologia e le dimensioni geometriche. Con lo scopo di ottenere una veloce classificazione, consentendo di eseguire rapide analisi su scala urbana o regionale, sono proposte in letteratura analisi basate su dati che sono facilmente rilevabili su larga scala. Lagomarsino e Giovinazzi (2006), hanno proposto una classificazione tipologica che raggruppa le strutture che dovrebbero avere lo stesso comportamento durante un evento sismico, tra cui anche una sub-classificazione che prende in considerazione, per esempio, la diversa altezza o la presenza di tamponature che potrebbero influire sulla risposta degli edifici. Riferendosi alle tipologie di edifici in c.a., Sucuoglu et al. (2007) propone una procedura di screening rapido per individuare

gli edifici più vulnerabili sulla base di parametri facilmente rilevabili dall'esterno (ad esempio il numero piani, presenza di piano soffice, drift e qualità costruttiva apparente). In (Zuccaro et al, 2008) viene proposta una semplice procedura che consente l'attribuzione degli edifici a 5 diverse classi di vulnerabilità (da A a E) che, prendendo inizialmente in considerazione solamente la tipologia del materiale di costruzione delle strutture verticali (c.a., muratura, mista etc.), permette il successivo affinamento della classificazione sulla base dei fattori di vulnerabilità che sono tuttavia rilevanti per la valutazione della vulnerabilità sismica. In un contesto ideale, tale verifica deve essere effettuata a partire da un database contenente informazioni su entrambe le caratteristiche tipologiche degli edifici, nonché sul danno osservato, raccolti attraverso analisi e studi di indagine. Con riferimento agli edifici in C.A. i fattori di vulnerabilità rilevanti, che sono disponibili anche per grandi database, sono 5: l'età di costruzione (*P1*) , il numero di piani (*P2*), la presenza regolare di tamponature (percentuale della superficie delle aperture) (*P3*), la regolarità in pianta (*P4*) e la posizione dell'edificio o meno in un aggregato strutturale (se isolato o adiacente ad altri edifici, ad esempio in laterale, posizione interna o l'angolo) (*P5*). Questi fattori sono riportati nelle schede Aedes (Baggio et al., 2007), che è il documento ufficiale, in Italia, da utilizzare per un'immediata valutazione della sicurezza post-terremoto.

Tabella 4.4 Fattori modificatori del parametro SPD per gli edifici in C.A.

| Parametri | Classificazione | Coefficienti correttivi |
|---|------------------------|--------------------------------|
| Età di costruzione P1 | 1919-1945 | 0.575 |
| | 1946-1961 | 0.148 |
| | 1962-1971 | -0.212 |
| | 1972-1981 | -0.137 |
| | >1982 | -0.374 |
| N° di Piani P2 | 1-2 | -0.147 |
| | 3-4 | -0.009 |
| | 5-6 | 0.173 |
| | 7-8 | 0.021 |
| Presenza regolare di tamponature P3 | NOT REG | 0.206 |
| | REG | -0.206 |
| Regolarità in pianta P4 | NOT REG | 0.104 |
| | REG | -0.104 |
| Posizione dell'edificio P5 | ANGOLO | 0.112 |
| | LATERALE | 0.032 |
| | INTERNO | -0.119 |
| | ISOLATO | -0.025 |

In (Zuccaro et al., 2008), l'influenza di ciascuno di tali elementi di vulnerabilità dell'edificio è valutata considerando la variazione di un parametro sintetico di danno (*SPD*), che come spiegato precedentemente rappresenta l'ascissa baricentrica della distribuzione di danno rappresentativa delle Matrici di Probabilità di Danno.

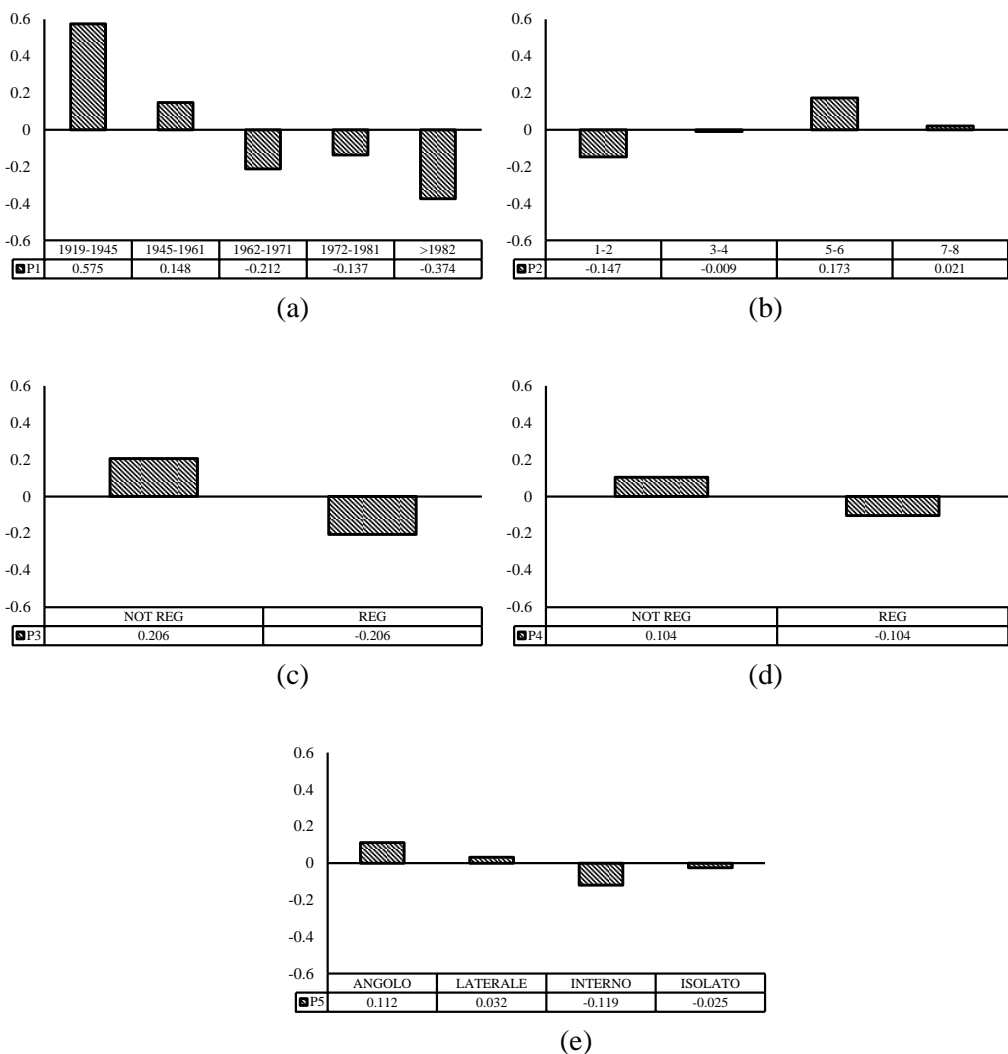


Figura 4.8 Andamento dei fattori modificatori del parametro SPD. Età di costruzione (a), numero di piani (b), presenza regolare di tamponature (c), regolarità in pianta (d), posizione dell'edificio (e)

In figura 4.8a è possibile notare come una costruzione progettata nel 1930 presenti un coefficiente peggiorativo da applicare alle *DPM*, mentre nel caso di costruzioni recenti tale aspetto migliora le condizioni di base. Per quanto riguarda l'altezza è possibile

notare come gli edifici più alti siano più vulnerabili (fig. 4.8b) e chiaramente l'assenza di tamponature (fig. 4.8c) e di regolarità in pianta (fig. 4.8d) sono elementi peggiorativi delle condizioni iniziali; inoltre in figura 4.8e viene evidenziato come anche la posizione dell'edificio gioca un ruolo chiave in termini di vulnerabilità.

In particolare, la variazione del parametro SPD è ottenuta valutando la dispersione tra l'iniziale $SPDV$ (ottenuto per l'intero insieme di edifici catalogati considerando le sole strutture verticali) e la SPD ricalcolata dopo aver considerato la variazione relativa tenendo conto dei parametri precedentemente suesposti. La SPD finale per le classi di costruzione può essere calcolata con l'equazione (1.2).

$$SPD_{EMS} = SPD_{vEMS} \left(1 + \sum_{s=1}^n q_s \right) \quad (4.2)$$

Nel caso in esame, i coefficienti correttivi del parametro SPD sono stati trattati come variabili indipendenti trattandosi di edifici in c.a., ma nel caso di strutture in muratura avendo a disposizione più parametri che caratterizzano gli edifici per i quali si vuole valutare la vulnerabilità è necessario fare opportune considerazioni tenendo conto dell'influenza combinata delle caratteristiche note; infatti non tutti i parametri possono essere considerati come variabili indipendenti in quanto molto probabilmente un edificio progettato all'inizio del secolo scorso avrà con molta probabilità orizzontamenti non rigidi e che non garantiscono un comportamento scatolare e per questo non sarebbe corretto considerare un punteggio di vulnerabilità indipendente sia per l'età sia per la tipologia di solaio in quanto sarebbe troppo penalizzante per la categoria considerata.

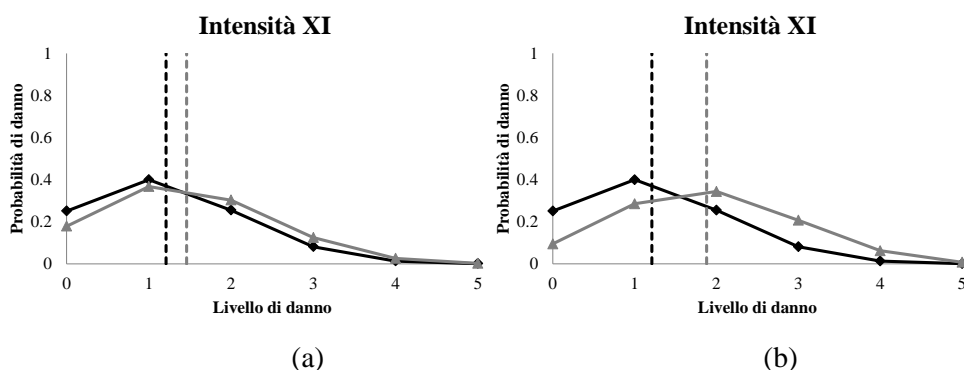


Figura 4.9 Confronto tra il parametro sintetico di danno modificato e non modificato per un edificio di 3 piani non regolare in pianta per intensità XI e progettato nel 1965 (a) e intensità XI con progetto risalente al 1950 (b).

Attraverso l'utilizzo dei coefficienti correttivi l'andamento del valore di SPD può subire variazioni a seconda delle caratteristiche intrinseche dell'edificio. In figura 4.9a è stato considerato un edificio di 3 piani progettato nel 1965 con tamponature non regolari in altezza e non regolare in pianta mentre nella figura 4.9b è stato considerato lo stesso edificio ma con progetto risalente al 1950. Nel primo caso è possibile notare che non vi è una netta differenza tra il valore di SPD non modificato (1.209) e quello modificato (1.458) mentre tale variazione è più marcata nel caso in cui si considera una progettazione meno recente in quanto il valore di SPD è pari a 1.870 corrispondente ad un danno moderato.

4.2.3 Valutazione delle curve di fragilità in funzione del danno osservato

Le curve di fragilità rappresentano la probabilità di un edificio o di un organismo strutturale, soggetto ad un determinato input sismico, di superare un determinato livello di danno. La probabilità di raggiungere un prefissato livello di danno dam al variare dell'intensità sismica espressa in termini di accelerazione di picco al suolo può essere espressa come una funzione lognormale con la seguente relazione:

$$P[dam | a_g] = \Phi \left[\frac{1}{\beta} \cdot \ln \left(\frac{a_g}{\hat{a}_g} \right) \right] \quad (4.3)$$

Con Φ la funzione di distribuzione normale standardizzata, \hat{a}_g il valore di intensità corrispondente al 50% della probabilità di ottenere la soglia di danno dam e β è la deviazione standard del logaritmo naturale per la soglia di danno dam .

Nel caso si consideri lo stato di danno relativo al collasso della struttura il denominatore dell'argomento del logaritmo naturale è pari alla capacità residua REC_{a_g} (e la curve di fragilità al collasso possono esprimersi nel seguente modo

$$P[col | a_g] = \Phi \left[\frac{1}{\beta} \cdot \ln \left(\frac{a_g}{REC_{a_g}} \right) \right] \quad (4.4)$$

L'equazione (4.4) può essere a questo punto utilizzata per la valutazione delle damage dependent fragility curves come schematicamente illustrate in figura 4.10.

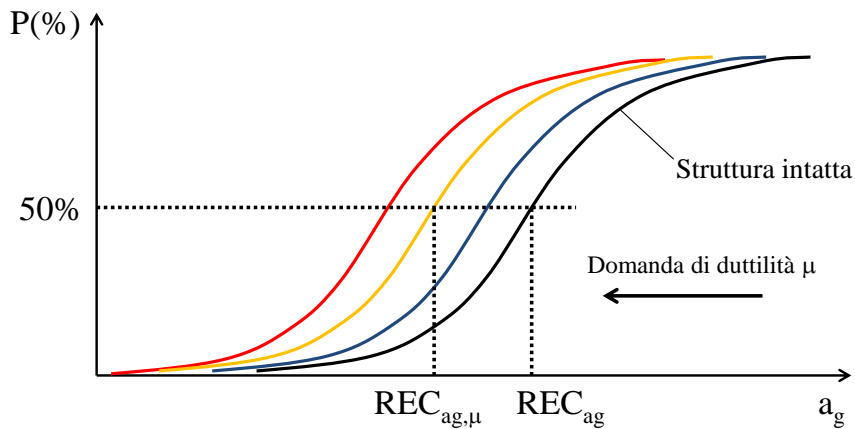


Figura 4.10 Esempio di curva di fragilità al collasso derivata attraverso l'eq.(6) in funzione di REC_{ag} , e la variazione delle curve di fragilità in funzione della duttilità globale μ

Questa rappresentazione semplificata della curva di fragilità al collasso, considerando che il criterio di collasso sia definito assumendo che l'elemento più sollecitato controlli l'intero stato della struttura, potrebbe essere troppo restrittiva per una valutazione realistica del massimo carico che l'edificio in esame può sopportare. Infatti in alcuni studi passati (Goretti et al. 2008; Lagomarsino e Giovinazzi, 2006) sottolineano la necessità di una corretta calibrazione tra l'approccio empirico e quello meccanico basandosi sull'osservazione dei danni reali causati dai terremoti che, tuttavia, non sempre può essere effettuata in quanto in alcuni casi vi è una mancanza di dati osservazionali che non consentono una possibile valutazione delle curve di fragilità. Pertanto l'approccio per meccanismi su base analitica consente di determinare la variazione delle curve di fragilità attraverso la valutazione della capacità residua a seguito di un danneggiamento partendo da una curva di fragilità nella situazione intatta derivata dall'approccio osservazionale.

Come osservato in (Lagomarsino e Giovinazzi, 2006), la probabilità di danno espressa dalla DPM può essere opportunamente rappresentata con una distribuzione binomiale dove la probabilità V_{khi} di ottenere il k -esimo danno per una data intensità può essere definita con la formulazione generica di Bernoulli (eq.4.2). Considerando 5+1 livelli di danno come il numero possibile di osservazioni e assumendo $SPD/5$ come parametro indipendente, la probabilità di raggiungere un livello di danneggiamento k ($k=0,1,...,5$ secondo EMS-98) per un determinato terremoto di intensità I la probabilità può essere calcolata con la seguente relazione:

$$V_{khi} = \frac{5!}{k!(5-k)!} \left(\frac{SPD}{5} \right)^k \left(1 - \frac{SPD}{5} \right)^{5-k} \quad (4.5)$$

Per poter costruire le curve di fragilità per ogni tipologia costruttiva, è necessario quindi sommare per ogni livello di intensità, i valori di probabilità corrispondenti al relativo danno. Al fine di rappresentare le curve di fragilità per analisi di tipo meccanico è opportuno trasformare l'intensità sismica in termini di accelerazione di picco al suolo a_g attraverso opportune formule di correlazione; in letteratura sono presenti diverse formule di correlazione Intensità- a_g (es Faccioli e Cauzzi, 2006; Margottini et al, 1992; Faenza e Michelini, 2010), tuttavia quella utilizzata nel seguente studio è quella proposta da (Guagenti e Petrini, 1989):

$$a_g = e^{0.602I - 7.073} \quad (4.6)$$

Dove I rappresenta l'intensità sismica.

La figura 4.11 mostra le curve di fragilità per le classi di vulnerabilità A (4.11a), B(4.11b), C(4.11c), D(4.11d) per un livello di danno da D_1 a D_5 .

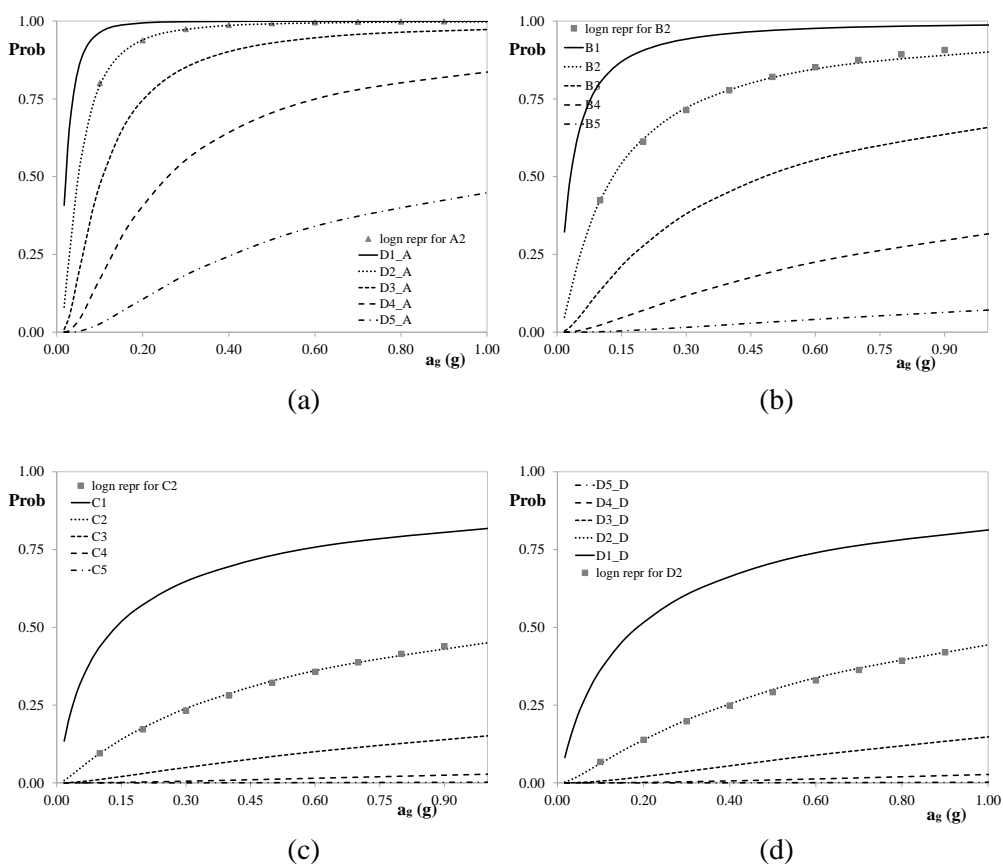


Figura 4.11 Curve di fragilità in funzione dell'accelerazione di picco al suolo per edifici di classe A (a), B (b), C (c), D (d) per i livelli di danno da D_1 a D_5 (EMS-98); rappresentazione della curva lognormale per il livello di danno D_2 per il confronto con i risultati ottenuti dai coefficienti binomiali

Dalle curve di fragilità è possibile, per ogni valore di a_g , determinare la probabilità di danno calcolata come la differenza della probabilità cumulata di raggiungere o superare gli stati di danno successivi. La probabilità che un edificio raggiunga o superi i vari livelli di danno per una data richiesta è pari al 100% della probabilità considerando anche il valore di danno nullo D_0 . Per come sono costruite le curve di fragilità è possibile notare come esse siano facilmente rappresentabili attraverso una distribuzione lognormale (eq.4.4) una volta determinato, per un assegnato livello di danno, il valore mediano e la dispersione β . Ad esempio in figura 4.11a la curva lognormale per il danno $k=2$ per un edificio di classe A presenta una mediana pari a 0.043 con un indice di dispersione β pari a 1.00, mentre in figura 4.12d per il danno $k=2$ per un edificio di classe D la mediana è pari 1.27 e β pari a 1.70.

Le curve di fragilità possono avere configurazioni diverse e subire modifiche a seconda dei fattori di vulnerabilità che vengono presi in considerazione. Infatti a partire dall' SPD_v e considerando le possibili variazioni dei fattori di vulnerabilità rilevanti, il nuovo valore di SPD (SPD_{EMS}) può essere calcolato attraverso l'equazione (4.2) e utilizzato per determinare la distribuzione di danno (eq.4.5). Ad esempio in figura 4.12 sono mostrate tutte le curve di fragilità (per livelli di danno D4+D5) che si possono ottenere a partire da una prima classificazione degli edifici in c.a. basata solamente sulla struttura verticale (classe D secondo Zuccaro et al. 2008), lasciando variare i 5 fattori di vulnerabilità elencati in tabella 1 per calcolare SPD_{EMS} . Come è possibile notare, se non si eseguono ulteriori suddivisioni, vi è una grande variabilità all'interno della classe considerata dovuta ai fattori di vulnerabilità (ad es. altezza, età di costruzione).

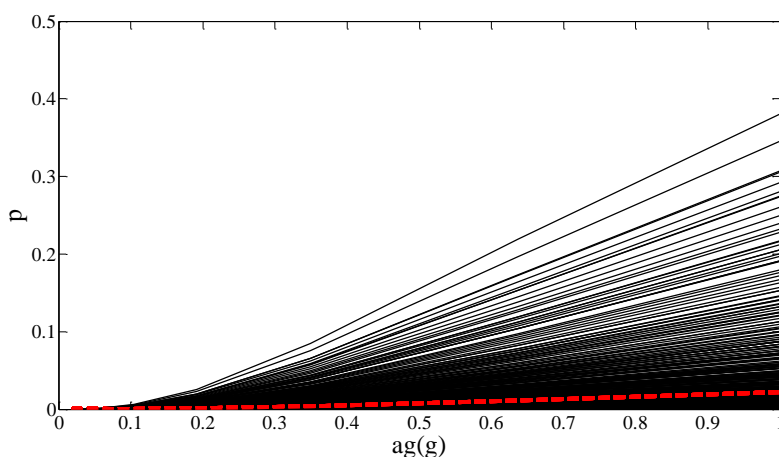


Figura 4.12 Curva di Fragilità per il livello di danno D4+D5 ottenuta per la classe di edificio D facendo variare i fattori di vulnerabilità P1-P5 come proposto da (Zuccaro et al., 2008); in rosso è evidenziata la curva mediana

In figura 4.13 sono mostrate le curve di fragilità selezionate dalla figura 1.13 facendo variare l'età di costruzione (P1) e fissando l'altezza dei piani P2 (3-4 piani), assumendo una distribuzione irregolare delle tamponature e quindi nell'ipotesi di piano soffice (P3 NO REG), regolarità planimetrica (P4 REG) e considerando un edificio ISOLATO (P5).

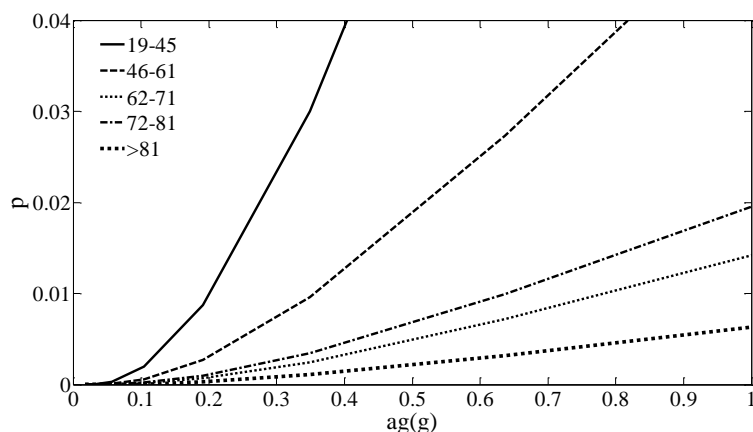


Figura 4.13 Curve di fragilità ottenute facendo variare il parametro P1 relativo all'altezza dell'edificio e mantenendo costanti gli altri.

È possibile notare che gli edifici progettati con le norme tecniche più recenti sono meno vulnerabili di quelli progettati per i soli carichi gravitazionali (19-45) che presentano un grado di vulnerabilità più alto.

In figura 4.14 sono mostrate le curve di fragilità selezionate dalla figura 4.12 facendo variare l'altezza dei piani (P2) e fissando la fascia di età P1 (62-71), assumendo una distribuzione irregolare delle tamponature e quindi nell'ipotesi di piano soffice (P3 NO REG), regolarità planimetrica (P4 REG) e considerando un edificio ISOLATO (P5).

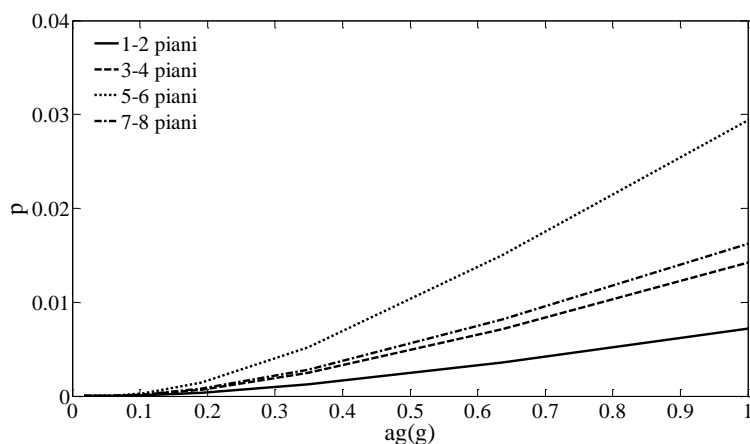


Figura 4.14 Curve di fragilità ottenute facendo variare il parametro P1 relativo all'altezza dell'edificio e mantenendo costanti gli altri.

È possibile notare che gli edifici più bassi (1-2 piani) sono meno vulnerabili rispetto a quelli più alti, tuttavia la tendenza è di tipo non lineare e gli edifici con un tasso di vulnerabilità più alto sono quelli appartenenti alla classe dei 5-6 piani.

4.3 Variazione delle curve di fragilità a seguito del danneggiamento imposto

Dai risultati ottenuti in termini di variazione della capacità residua (REC) in funzione della richiesta di duttilità per una classe di edificio, è possibile valutare la variazione delle curve di fragilità per un assegnato spettro elastico.

In questa applicazione è stato preso in considerazione uno spettro elastico ottenuto in accordo con le NTC08 per la zona di L'Aquila con terreno di tipo B considerando un'azione sismica con accelerazione di picco al suolo $a_g=0.261g$ ottenuta per un periodo di ritorno $T_r=475$ anni e una probabilità di superamento del 10% in 50 anni. In figura 4.15a viene mostrato lo spettro elastico in formato ADRS (Acceleration Displacement Response Spectrum) e le curve mediane di capacità per gli edifici di classe di altezza di 3 e 5 piani progettati entrambi nel periodo "72-81"; inoltre è mostrata anche la richiesta di duttilità globale ottenuta con il capacity spectrum method (CSM) dove $\mu=2.25$ per la classe 3 piani "72-81" e $\mu=1.84$ per la classe 5 piani "72-81". Dal grafico che mostra la variazione di capacità $REC_{ag,\mu}/REC_{ag,0}$ in funzione della duttilità μ è possibile determinare $REC_{ag,\mu}$ come variazione dalla curva di fragilità ($\ln(REC_{ag,\mu})$ è pari a 3.38 per la classe 3 piani "72-81" e 2.70 per la classe 5 piani "72-81"); in figura 4.15b vengono mostrate le curve di fragilità (in termini di D4+D5) ottenute per le classi di edifici suddette e assumendo P3=NO REG, P4=REG, P5=ISOLATO.

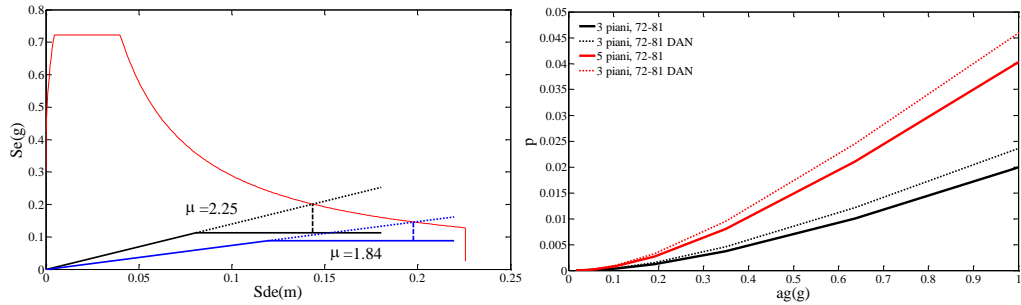


Figura 4.15 Spettro elastico ottenuto con le NTC2008 sito in L’Aquila con sottosuolo B e $a_g=0.261g$ con le curve di capacità degli edifici di 3 piani (linea nera) e di 5 piani (linea blu) progettati nel “72-81” e relativa domanda di duttilità. (a). Curve di fragilità nella configurazione intatta e danneggiata (in termini di danno D4+D5) per gli edifici suddetti con P3= NO REG, P4= REG and P5= ISOLATO

Come già accennato al paragrafo § 4.2.3, le curve di fragilità iniziali possono essere rappresentate con una funzione lognormale (eq.4.4) con mediana rappresentata da REC_{ag} ($=REC_{ag,0}$) e dispersione β ; in particolare tali parametri assumono valori pari a $\ln(REC_{ag,0}) = 3.50$ e 2.80 e $\beta = 1.70$ e 1.60 per le classi 3 piani “72-81” e 5 piani “72-81”. Le curve danneggiate “DAN” che rappresentano gli edifici danneggiati sono ottenute semplicemente sostituendo $REC_{ag,0}$ con $REC_{ag,\mu}$ nell’equazione (4.4).

In figura 4.15b è possibile notare che la probabilità di raggiungere un livello di danno D4+D5 (considerati rappresentativi per le curve di fragilità al collasso) può aumentare significativamente se si considera una struttura danneggiata; ad esempio se si considera un’accelerazione $a_g=0.5g$ la mediana della probabilità al collasso per la classe 5 piani “72-81” è pari a 1.4% per la struttura intatta fino ad arrivare a 1.6% per la struttura che aveva subito una richiesta di duttilità pari a 1.84, mentre per la classe di edifici di 3 piani “72-81” è pari allo 0.7% per la struttura intatta fino ad arrivare allo 0.8% per la struttura che aveva subito una richiesta di duttilità pari a 2.25.

Le curve in figura 4.15b sono ottenute assumendo sia per la struttura intatta sia per la struttura danneggiata lo stesso valore della dispersione β . Tuttavia per le strutture danneggiate le incertezze aumentano ed anche la casualità associata alla variabilità di accadimento del sisma e pertanto una possibile valutazione dell’aumento di dispersione può essere espressa in funzione della dispersione iniziale e del rapporto di capacità residua come proposto nell’equazione (4.7).

$$\beta_\mu = \beta_0 + 0.5 \cdot \beta_0 \left(1 - \frac{REC_{ag,\mu}}{REC_{ag,0}} \right) \quad (4.7)$$

Adottando l’equazione (4.7) la probabilità di collasso presenta una crescita maggiore rispetto a quella valutata senza considerare la variazione di dispersione, passando

dall'1.6% (valutato con β costante) all'1.9% per gli edifici di 5 piani soggetti ad una domanda di duttilità di 1.84 e dallo 0.7% all'1.1% per gli edifici di 3 piani soggetti ad una domanda di duttilità di 2.25. La variazione di β ipotizzata, presenta un'influenza rilevante per i valori finali della probabilità di collasso e viene ulteriormente calibrata tenendo conto delle incertezze relative alla dispersione globale.

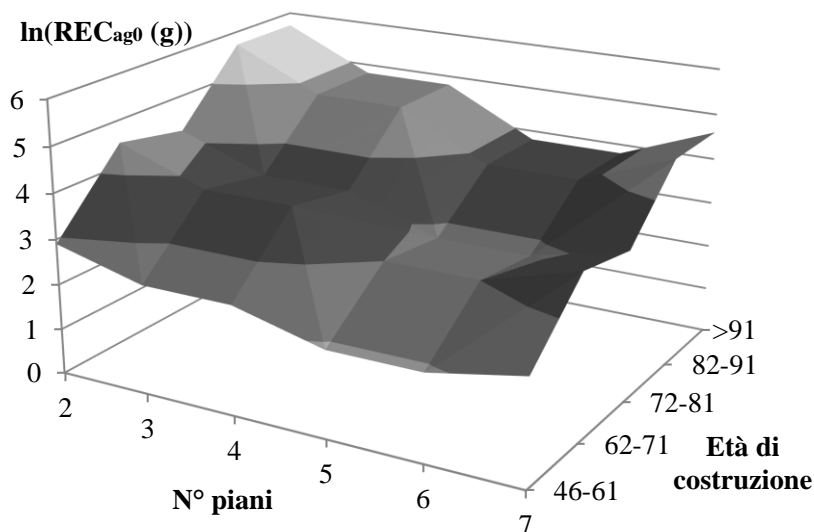


Figura 4.16 Variazione di $REC_{ag,0}$ in funzione del numero di piani e dell'età di costruzione

Le curve di fragilità al collasso danno-dipendenti possono essere un utile strumento per la valutazione del livello di sicurezza di edifici danneggiati per livelli crescenti di intensità sismica.

Al fine di semplificare l'applicazione delle curve di fragilità per le classi di edifici considerate, nella tabella 4.5 sono elencati i parametri $REC_{ag,0}$ e β che permettono la costruzione delle curve lognormali per il livello di danno D4+D5. Inoltre è stato valutato il valore di $REC_{ag,\mu}$ per i livelli di richiesta di duttilità pari a $\mu = 2, 3, 4$.

Tabella 4.5 Parametri della curva lognormale per la determinazione delle curve di fragilità per le classi di edificio considerate (con P3= NO REG, P4= REG and P5= ISOLATO) per la configurazione intatta e per assegnati valori di richiesta di duttilità (($REC_{ag,\mu}$ e β con $\mu=2, 3$ e 4)

| COMBO | N piani | Età di costruzione | $\ln(REC_{ag,0})$ (g) | β | $\ln(REC_{ag,2})$ (g) | $\ln(REC_{ag,3})$ (g) | $\ln(REC_{ag,4})$ (g) |
|-------|---------|-----------------------|--------------------------|---------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|
| 1 | 2 | 46-61 | 2.90 | 1.6 | 2.68 | 2.55 | 2.46 |
| 2 | 2 | 62-71 | 4.50 | 1.9 | 4.29 | 4.16 | 4.07 |
| 3 | 2 | 72-81 | 4.20 | 1.8 | 3.99 | 3.87 | 3.78 |
| 4 | 2 | 82-91 | 5.70 | 2.1 | 5.50 | 5.39 | 5.31 |
| 5 | 2 | >91 | 5.70 | 2.1 | 5.51 | 5.40 | 5.32 |
| 6 | 3 | 46-61 | 2.40 | 1.5 | 2.24 | 2.13 | 2.11 |
| 7 | 3 | 62-71 | 3.80 | 1.8 | 3.65 | 3.55 | 3.54 |
| 8 | 3 | 72-81 | 3.50 | 1.7 | 3.39 | 3.33 | 3.33 |
| 9 | 3 | 82-91 | 4.80 | 1.9 | 4.70 | 4.67 | 4.67 |
| 10 | 3 | >91 | 4.80 | 1.9 | 4.72 | 4.69 | 4.69 |
| 11 | 4 | 46-61 | 2.40 | 1.5 | 2.25 | 2.17 | 2.17 |
| 12 | 4 | 62-71 | 3.80 | 1.8 | 3.66 | 3.59 | 3.59 |
| 13 | 4 | 72-81 | 3.50 | 1.7 | 3.40 | 3.38 | 3.38 |
| 14 | 4 | 82-91 | 4.80 | 1.9 | 4.72 | 4.71 | 4.71 |
| 15 | 4 | >91 | 4.80 | 1.9 | 4.73 | 4.72 | 4.72 |
| 16 | 5 | 46-61 | 1.90 | 1.4 | 1.79 | 1.77 | 1.77 |
| 17 | 5 | 62-71 | 3.00 | 1.6 | 2.90 | 2.89 | 2.89 |
| 18 | 5 | 72-81 | 2.80 | 1.6 | 2.71 | 2.71 | 2.71 |
| 19 | 5 | 82-91 | 3.80 | 1.8 | 3.73 | 3.73 | 3.73 |
| 20 | 5 | >91 | 3.80 | 1.8 | 3.75 | 3.75 | 3.75 |
| 21 | 6 | 46-61 | 1.90 | 1.4 | 1.79 | 1.79 | 1.79 |
| 22 | 6 | 62-71 | 3.00 | 1.6 | 2.90 | 2.90 | 2.90 |
| 23 | 6 | 72-81 | 2.80 | 1.6 | 2.72 | 2.72 | 2.72 |
| 24 | 6 | 82-91 | 3.80 | 1.8 | 3.74 | 3.74 | 3.74 |
| 25 | 6 | >91 | 3.80 | 1.8 | 3.75 | 3.75 | 3.75 |
| 26 | 7 | 46-61 | 2.30 | 1.5 | 2.18 | 2.18 | 2.18 |
| 27 | 7 | 62-71 | 3.60 | 1.7 | 3.49 | 3.49 | 3.49 |
| 28 | 7 | 72-81 | 3.30 | 1.7 | 3.22 | 3.22 | 3.22 |
| 29 | 7 | 82-91 | 4.60 | 1.9 | 4.54 | 4.54 | 4.54 |
| 30 | 7 | >91 | 4.60 | 1.9 | 4.55 | 4.55 | 4.55 |

La figura 4.16 mostra la variazione di $REC_{ag,0}$ in funzione del numero di piani e dell'anno di costruzione; è possibile notare che l'età di costruzione ha maggiore influenza sulla vulnerabilità degli edifici mentre per quanto riguarda il numero di piani è possibile notare come gli edifici più bassi siano meno vulnerabili di quelli più alti. Utilizzando invece i parametri in tabella 4.5 è stato possibile costruire le curve di fragilità nella configurazione intatta e per quella danneggiata (in termini di $D4$ e $D5$). Ad esempio in figura 4.17 sono riportate le curve di fragilità nella configurazione intatta e per le richieste di duttilità pari a 2,3,4 per la classe 2 piani "46-61" e per la classe 3 piani "46-61" (fig.4.18).

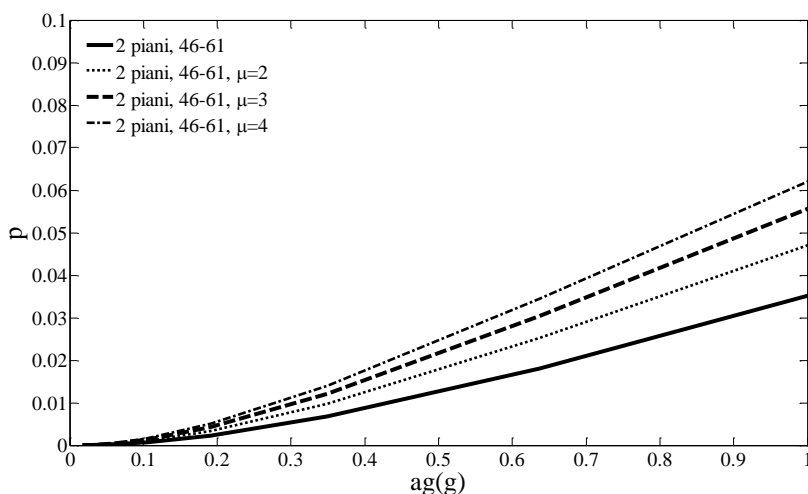


Figura 4.17 curve di fragilità nella configurazione intatta e per le richieste di duttilità pari a 2,3,4 per la classe 2 piani "46-61"

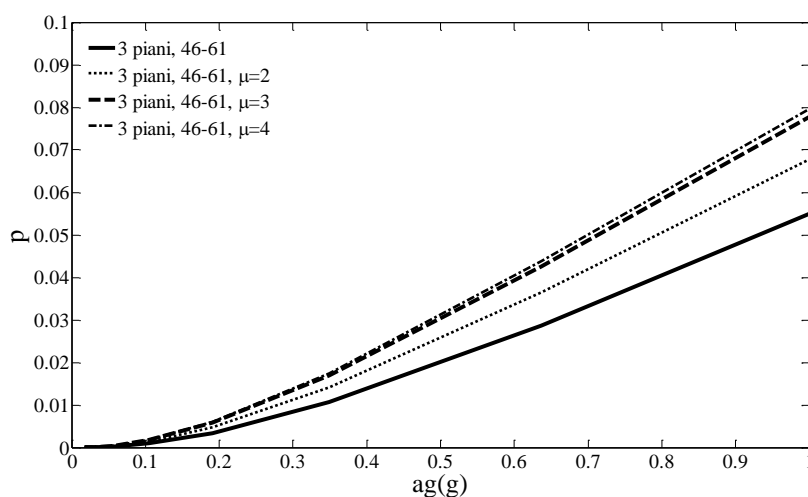


Figura 4.18 curve di fragilità nella configurazione intatta e per le richieste di duttilità pari a 2,3,4 per la classe 3 piani "46-61"

Tabella 4.6 Probabilità al collasso per l'azione sismica pari a $1g$ per la struttura intatta e per le richieste di duttilità pari a 2,3,4 per la classe 2 piani "46-61" e per la classe 3 piani "46-61"

| $a_g=1$ | | $a_g=1$ | |
|---------------------|--------|---------------------|--------|
| 2 p, 46-61 | 0.0352 | 3 p, 46-61 | 0.0550 |
| 2 p, 46-61, $\mu=2$ | 0.0471 | 3 p, 46-61, $\mu=2$ | 0.0678 |
| 2 p, 46-61, $\mu=3$ | 0.0556 | 3 p, 46-61, $\mu=3$ | 0.0778 |
| 2 p, 46-61, $\mu=4$ | 0.0621 | 3 p, 46-61, $\mu=4$ | 0.0797 |

Le analisi fin ora svolte hanno dimostrato come l'applicazione di un metodo ibrido, partendo da dati osservazionali, raccolti in forma di matrici di probabilità di danno, integrati attraverso un approccio di tipo meccanico fino alla valutazione delle perdita di capacità residua e della relativa performance loss, possa permettere di ricavare le curve di fragilità al collasso danno-dipendenti. Tale analisi mostra come le curve di fragilità siano sensibilmente influenzate dalla richiesta di duttilità dell'evento sismico principale ed è per questo motivo che possono essere utilizzate, come strumento di supporto per la valutazione di scenari a breve e lungo termine durante una sequenza di eventi.

CAPITOLO 5

UN APPROCCIO SEMPLIFICATO PER LA VALUTAZIONE DI RIPARABILITÀ DI CLASSI DI EDIFICI IN C.A.

5.1 Introduzione

A seguito di evento sismico di grave entità uno dei principali aspetti su cui viene posta maggiore attenzione è legato alle decisioni di riparabilità. Tuttavia la mancanza di norme e criteri chiari per la riparazione degli edifici e la ri-occupazione dopo un evento sismico ha spesso creato polemiche in quanto nella maggior parte dei casi è ritardata a causa di un lungo processo di determinazione dei livelli di sicurezza e dei costi necessari per la riparazione e il miglioramento sismico o dell'eventuale demolizione e ricostruzione.

Alcune giurisdizioni affrontano l'emergenza stabilendo specifici criteri d'urgenza. Gli edifici non conformi alle nuove norme di progettazione sono solitamente considerati non resistenti e se "sufficientemente danneggiati" oltre alla riparazione devono essere anche migliorati sismicamente per raggiungere i livelli di sicurezza definiti dalla norma. Inoltre le difficoltà legate, agli aspetti socio culturali, derivanti da un vasto patrimonio storico-architettonico tutelato influenzano in maniera significativa le decisioni di riparabilità causando una non univocità nel processo decisionale di ricostruzione.

Pertanto sarebbe molto utile adottare uno strumento adeguato che colleghi la *PL* alla convenienza economica tra riparabilità e ricostruzione. Di seguito verrà presentato una relazione che lega la valutazione della Performance Loss con i costi di riparazione (C_r) calibrati su un database di grandi dimensioni, disponibili a seguito del terremoto di L'Aquila del 2009. Tale approccio può essere applicato nel periodo immediatamente successivo ad un evento sismico di rilevante intensità per ottenere una valutazione preliminare della *PL* per gli edifici appartenenti a classi di costruzione definite e dei costi necessari per la loro riparazione. Infatti, nei caotici istanti dopo un disastro, lo strumento proposto potrebbe aiutare a determinare una quantitativa, anche se semplificata, stima dei costi di riparazione e/o ricostruzione e quindi semplificare le decisioni in merito al finanziamento post-sisma nelle prime fasi della crisi.

5.2 Outline del metodo proposto

Lo strumento operativo può essere applicato per la valutazione preliminare della PL (che è una misura della perdita di capacità) e delle spese relative alla riparazione (C_r) per le classi di edificio selezionate per un dato input sismico (es. PGA) fino alla definizione dei livelli di sicurezza degli edifici che consentono di definire la soluzione economicamente e tecnicamente più vantaggiosa tra la riparazione e il rafforzamento sismico o la demolizione e ricostruzione. Anche se l'approccio di valutazione è a carattere generale, lo strumento è specificatamente sviluppato con riferimento alle classi di edificio in c.a. rappresentative degli edifici esistenti nell'area Euro-Mediterranea, nell'ipotesi semplificativa che prevede la formazione di un meccanismo di primo piano per tutte le tipologie di edificio considerate. Quest'ultima ipotesi prevede che i risultati siano rappresentativi per gli edifici propensi a sviluppare un meccanismo di piano soffice, che rappresentano le classi di costruzione più vulnerabili tra la tipologia di edifici in C.A.. Inoltre, non sono state considerate, inizialmente, rotture di tipo fragile dovute agli effetti di taglio locali negli elementi, e al collasso dei nodi.

Al fine di sviluppare la relazione tra PL - C_r , è stata effettuata un'associazione tra i livelli di danno valutati sul modello meccanico e le statistiche dei costi di riparazione C_r , raggruppati per classi di edifici, secondo il processo di approvazione di ricostruzione (B-C, E-B, E e E_{dem}). Nonostante le limitazioni citate, tale strumento operativo potrebbe essere utile per una valutazione preliminare su larga scala e per la classificazione di categorie di edifici secondo un quadro politico basato sulle prestazioni funzionali attese.

Tale strumento può essere applicato per prescelte tipologie di edifici in c.a.; in particolare, le classi sono definite sulla base di caratteristiche che possono essere facilmente rilevate su larga scala (ad esempio dal censimento), che sono il numero di piani e l'età di costruzione (vedi box 1 in fig.5.1). Adottando un approccio di simulazione delle caratteristiche geometriche e meccaniche, per ciascuna delle classi, come descritto nel capitolo 2, è possibile determinare la mediana delle curve di capacità e i relativi percentili (16° e 84°) e le curve relative alla potenziale domanda di duttilità μ per il valore atteso della PL (capitolo 3) (vedi box 2 in fig. 5.1).

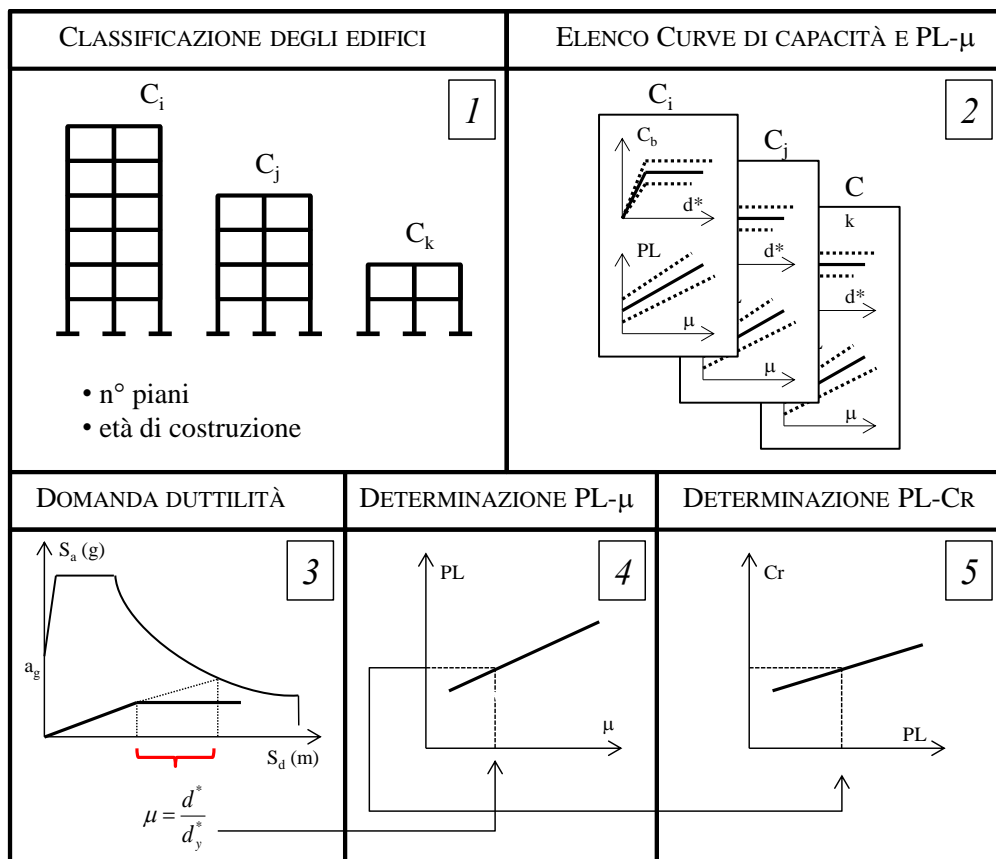


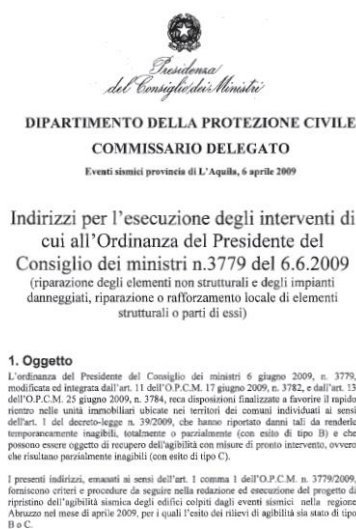
Figura 5.1 Processo di valutazione dello strumento operativo

Data la classe generica e l'input di intensità previsto (in termini di accelerazione di picco a_g , ad esempio recuperati da una shake-map in caso di post evento sismico o da uno spettro di progetto per scenari pre-evento), la curva di capacità corrispondente (ad esempio, la mediana, ma anche altri percentili possono essere adottati a seconda della scelta dell'utente) può essere utilizzata per determinare la domanda di duttilità attesa con un approccio spettrale (vedi box 3 in fig. 5.1) e di conseguenza può essere valutata la PL dalle curve $PL-\mu$ (mediana o percentili) della stessa classe (vedi box 4 in fig. 5.1).

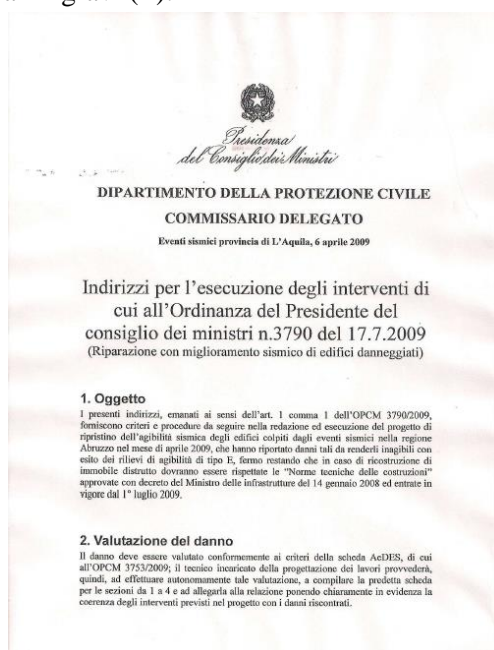
Grazie alla banca dati dei costi disponibili per gli edifici danneggiati dopo il terremoto de L'Aquila del 2009 si può quindi definire la curva $PL-C_r$ (vedi box 5 in fig. 5.1) e al termine della procedura, tali valori di PL e C_r possono consentire una valutazione rapida sulla riparabilità edificio.

(edifici con danni limitati o non strutturali, ma con diffusi danni non strutturali localizzati in una porzione dell'edificio); D. Edifici che devono essere re-ispezionati (a causa di danno atipico è necessaria una nuova ispezione); E. edificio inutilizzabile (alto rischio strutturale o non strutturale, ad alto rischio esterno o geotecnico); F. edificio inutilizzabile solo per rischio esterno.

Il sostegno finanziario del governo italiano al processo di ricostruzione dopo il terremoto de L'Aquila 2009 è stato calibrato in funzione del livello di utilizzo degli edifici attraverso le ordinanze emesse dal sindaco riguardanti i lavori di massima urgenza; l'ordinanza 3779 (fig. 5.3a) riguarda le misure e gli interventi che si possono effettuare per gli edifici che hanno subito danni lievi (B-C) mentre l'ordinanza 3790 (fig.5.3b) riguarda invece gli interventi da effettuare e le analisi di vulnerabilità da effettuare sugli edifici che hanno subito danni gravi (E).



(a)



(b)

Figura 5.3 Indirizzi Ordinanza 3779 (a) e 3790 (b)

La strategia finanziaria del governo italiano è stata quella di coprire interamente i costi di riparazione degli edifici; mentre per gli interventi di rafforzamento è stato stabilito un limite di sostegno finanziario in base al tasso di fruibilità di ogni edificio: i) 150 €/m² (della superficie lorda complessiva dell'edificio) per il rafforzamento locale (degli elementi strutturali e non strutturali che presentano delle criticità) degli edifici classificati B o C; ii) 250 €/m² per il rafforzamento locale degli edifici classificati E, ma con lievi o assenti danni strutturali (chiamati “EcomeB” nel processo di approvazione dei progetti di ricostruzione); iii) 400-600 €/m² per il miglioramento sismico degli edifici gravemente danneggiati (classificati E). Questo contributo è stato istituito per

coprire i costi di rafforzamento al fine di aumentare la capacità sismica nella configurazione iniziale (struttura non danneggiata) almeno fino al 60% (e non più del 80%) del livello di sicurezza richiesto per i nuovi edifici progettati sismicamente secondo l'attuale norma tecnica italiana; nelle ordinanze comunali inoltre era consentito anche il raggiungimento dell'adeguamento sismico (100% del livello di sicurezza), a patto che i costi aggiuntivi (rispetto all' 80%) venivano sostenuti dai proprietari; iv) per gli edifici classificati E, era consentita la demolizione e ricostruzione, se tecnicamente ed economicamente più conveniente rispetto agli interventi di riparazione e rafforzamento sismico. In questo caso (edifici denominati E_{dem} nel processo di approvazione di ricostruzione) le Ordinanze richiedevano al progettista di dimostrare che i costi di riparazione e di rafforzamento (per raggiungere almeno il 60% del livello di sicurezza) erano superiori ai costi di demolizione e ricostruzione calcolati secondo.

Tabella 5.1 Interventi di rafforzamento strutturale in funzione del livello e dell'estensione del danno strutturale e del livello di sicurezza riferito alla struttura non danneggiata (condizione pre-sisma)

| DANNO | LIVELLO DI SICUREZZA | |
|--|---|---|
| | < 60% dell'adeguamento | > 60% dell'adeguamento |
| Danno strutturale nullo o leggero su meno di 2/3 della struttura | Miglioramento (OPCM 3790) oppure Rafforzamento locale (OPCM 3779) a scelta del proprietario | Rafforzamento locale (OPCM 3779) |
| Danno strutturale leggero su più di 2/3 o danno superiore anche localizzato | Miglioramento (OPCM 3790) | Miglioramento (OPCM 3790) oppure rafforzamento locale (OPCM 3779) a scelta del proprietario |

Per ogni edificio, gli interventi di riparazione così come quelli di rafforzamento locale o globale (o demolizione e ricostruzione), sono stati progettati e calcolati da professionisti del settore. Per gli edifici classificati B-C il tecnico incaricato poteva procedere progettando solamente interventi locali nel rispetto dei punti indicati al capitolo 8 delle NTC2008, senza la necessità quindi di procedere con una analisi di vulnerabilità sismica ante e post operam. Per quanto riguarda gli edifici classificati E, come prima analisi il progettista era tenuto a valutare la capacità sismica dell'edificio nella configurazione ante-operam al fine di individuare gli interventi di riparazione e rafforzamento necessari a raggiungere il livello di sicurezza desiderato e allo stesso tempo quantificarne la richiesta di contributo. Al fine di verificare i progetti e per far

fronte alle numerose richieste di finanziamento è stata istituita una specifica Commissione costituita da tre gruppi: i) FINTECNA, che è parte del Ministero dell'Economia e delle Finanze, per valutare l'adeguatezza formale e la completezza della domanda e della documentazione (controllo amministrativo); ii) ReLUIS, Consorzio interuniversitario con lo scopo di coordinare le attività dei Laboratori Universitari di Ingegneria sismica, per la verifica di conformità, per ogni pratica presentata, tra gli interventi di riparazione e i danni riscontrati e per controllare se gli interventi di rafforzamento locali (o globali) previsti erano in accordo con l'attuale normativa sismica le ordinanze emesse dopo il terremoto de L'Aquila; iii) CINEAS, Consorzio Universitario per l'ingegneria delle assicurazioni, per valutare, secondo l'indagine tecnica fornita dai ReLUIS, l'adeguatezza dell'importo di rimborso economico.

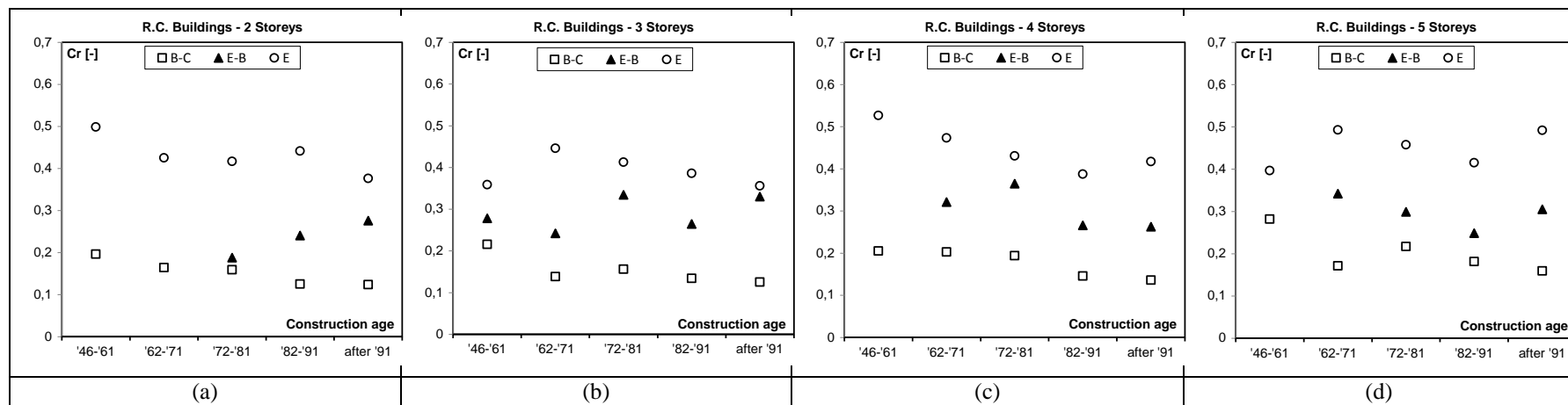
L'approvazione tecnica delle richieste di contributo relative agli edifici danneggiati dal terremoto aquilano ha permesso di raccogliere un database contenente informazioni sugli edifici (al di fuori del centro storico di L'Aquila), classificati B (o C), ed E. In particolare, i seguenti dati, relativi a edifici in C.A., sono stati riuniti per il presente studio: anno di costruzione dell'edificio; numero di piani (fuori terra); costi di riparazione relativi alla costruzione di strutture e abitazioni (incluse parti non strutturali). I costi di riparazione sono comprensivi di IVA e spese per la progettazione e assistenza tecnica dei professionisti.

Una sintesi del numero di edifici in C.A.(2319 edifici) danneggiati dal terremoto e classificati in base al numero di piani ed età di costruzione per ciascun livello di danno è presentata nella tabella 5.2; quest'ultima riassume anche i dati sugli edifici E che presentano lievi danni strutturali (chiamato "EcomeB" nel processo di approvazione) e su edifici che sono stati demoliti e ricostruiti (Edem). L'età di costruzione degli edifici è stata classificata in base a sette periodi (prima del 1919, tra il 1919 e il 1945, 1946-1961, 1962-1971, 1972-1981, 1982-1991, dopo il 1991). Tra gli edifici di cui alla tabella 5.2, solo 88 edifici (pari a circa il 4%) sono stati costruiti prima del 1961, 276 edifici sono stati costruiti nel periodo 1962-1971 (circa il 12%) e più di 600 edifici negli altri periodi.

Tabella 5.2 Database degli edifici in c.a. danneggiati dal terremoto di L'Aquila

| Numero di piani | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|--|-----|-----|---|------------------|-----|-----|----|------------------|-----|-----|----|------------------|-----|-----|-----|------------------|-----|-----|----|------------------|-----|-----|----|------------------|-----|-----|----|------------------|------|------|--|--|
| 1 | | | | | 2 | | | | 3 | | | | 4 | | | | 5 | | | | 6 | | | | 7 | | | | 8 | | | |
| Classificazione degli edifice in accordo con il processo di approvazione | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Età di costruzione | B-C | E-B | E | E _{dem} | B-C | E-B | E | E _{dem} | B-C | E-B | E | E _{dem} | B-C | E-B | E | E _{dem} | B-C | E-B | E | E _{dem} | B-C | E-B | E | E _{dem} | B-C | E-B | E | E _{dem} | TOT. | | | |
| < 1919 | - | - | - | - | 1 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | 4 | | | |
| 1919-1945 | - | - | - | - | 2 | - | - | 2 | 3 | - | - | - | - | - | - | - | 1 | 1 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | 10 | | | |
| 1946-1961 | 1 | - | - | - | 4 | - | 1 | 3 | 7 | 2 | 1 | 5 | 5 | - | 6 | 2 | 5 | - | 10 | 9 | 6 | - | 1 | 1 | 2 | - | - | 2 | - | 74 | | |
| 1962-1971 | 5 | - | - | - | 28 | - | 7 | 4 | 31 | 5 | 12 | 14 | 27 | 2 | 11 | 9 | 11 | 2 | 16 | 14 | 14 | 1 | 21 | 11 | 8 | 2 | 5 | 7 | 4 | 276 | | |
| 1972-1981 | 8 | - | 1 | 1 | 44 | 5 | 13 | 1 | 131 | 14 | 40 | 15 | 104 | 20 | 43 | 42 | 41 | 5 | 18 | 17 | 22 | 2 | 13 | 7 | 8 | - | 8 | 1 | 1 | 630 | | |
| 1982-1991 | 13 | 1 | 1 | - | 65 | 9 | 7 | 2 | 172 | 23 | 22 | 7 | 150 | 18 | 33 | 12 | 39 | 6 | 19 | 11 | 16 | 3 | 20 | 13 | 3 | 2 | 4 | - | - | 672 | | |
| >1991 | 24 | 2 | - | - | 76 | 7 | 5 | 2 | 188 | 26 | 22 | 4 | 106 | 28 | 26 | 4 | 45 | 10 | 21 | 6 | 28 | 4 | 8 | 1 | 8 | - | 2 | - | - | 653 | | |
| TOT. | 51 | 3 | 2 | 1 | 220 | 21 | 33 | 14 | 532 | 70 | 97 | 45 | 394 | 68 | 119 | 71 | 142 | 23 | 84 | 57 | 87 | 10 | 63 | 33 | 29 | 4 | 19 | 10 | 5 | 2319 | | |

Figura 5.4 Andamento dei costi di riparazione per gli edifici in funzione dell'età di costruzione (Cr): (a) 2 piani; (b) 3 piani, (c) 4 piani, (d) 5 piani



Da una prima analisi dei dati raccolti è possibile notare come l'84% degli edifici siano stati costruiti dopo il 1971. Altro dato che emerge è che il 60% degli edifici del campione in esame sono di 3 e 4 piani; al contrario gli edifici di 1 e 8 piani sono i meno rappresentativi del database in quanto rappresentano all'incirca il 3%.

Al fine di valutare la riparabilità delle strutture esistenti dopo un terremoto, i costi di riparazione relativi alla struttura degli edifici e alle abitazioni, raccolti durante il processo di approvazione per la ricostruzione de L'Aquila, sono stati elaborati e ordinati e classificati per n° di piani ed età di costruzione. I costi di riparazione (C_r) sono stati considerati in termini adimensionali dividendo il costo di riparazione effettivo per il costo di demolizione e ricostruzione pari a 1360 €/m². Il costo di 1360 €/m² è stato calcolato in base ai dati relativi ai agli edifici E_{dem} , (edifici da demolire e ricostruire) tenendo conto del costo della demolizione e smaltimento macerie più il costo di nuova costruzione per un edificio con lo stesso volume. Infatti per gli edifici E_{dem} la somma dei costi di riparazione e miglioramento più i costi di efficienza energetica sono stati superiori ai costi di demolizione e ricostruzione. Un approccio simile è stato utilizzato anche nel lavoro di (Di Pasquale e Goretti, 2001), dove sono stati raccolti i dati del terremoto Umbria Marche (1997) e del Pollino (1998). Tuttavia questi dati sono relativi principalmente agli edifici in muratura e i costi sono stati classificati in funzione del livello di danno strutturale e non strutturale, piuttosto che sulla classificazione finale decretata dalla scheda Aedes.

In figura 5.4 sono riportati i valori medi di C_r per gli edifici più rappresentativi (numero di piani tra 2 e 5 ed età di costruzione tra il 1946 fino al 1991, per un totale di 1974 edifici pari a circa il 77% della banca dati) per le classi B-C, E come B ed E. I valori medi di C_r per queste classi di costruzione sono nell'intervallo 0.12-0.28 per gli edifici classificati B-C, 0.09-0.45 per gli edifici E trattati come B e 0.36-0.63 per gli edifici classificati E. La figura 5.4 mostra che la media di C_r tende leggermente a diminuire per gli edifici costruiti recentemente e classificati B-C ed E. Al contrario non vi è una chiara tendenza per gli edifici classificati E come B; questo può essere spiegato perché gli edifici E come B sono quelli che presentano maggiori danni non strutturali e che sono quindi meno sensibili all'età di costruzione. Inoltre l'influenza del numero di piani e quindi dell'altezza sui costi di riparazione sembra essere meno significativa rispetto all'anno di costruzione.

5.4 Calibrazione dell'equazione PL – Costi

Come descritto al paragrafo §5.3, il database a disposizione comprende un elenco di costi di riparazione per più di 2300 edifici appartenenti alle classi di altezza e di età come descritto in figura 5.4.

Dal livello di danneggiamento rilevato con la scheda Aedes e nel rispetto delle Ordinanze (3779, 3790) emesse in merito al finanziamento per la riparazione e il miglioramento sismico gli edifici in esame sono stati raggruppati in 4 categorie (B-C, EcomeB, E, Edem).

Accoppiando le informazioni tra le classi di edificio e i costi di riparazione per le differenti tipologie di finanziamento relative alla classificazione assegnata, sono stati considerati un totale di 120 classi di costo di riparazione (RCC – Repair cost classes) che corrispondono alle 30 classi per le 4 categorie di classificazione. Non essendo tutte le classi rappresentate da un campione significativo nel database (tab. 5.2) sono state selezionate, nel presente studio, 109 RCC. Gli edifici classificati B-C presentano un valore medio di costo unitario C_r compreso nell'intervallo 0.12 – 0.28; gli edifici E come B 0.18 – 0.44; gli edifici classificati E 0.35 – 0.55 ed infine gli edifici Edem 0.5 – 1.0.

Al fine di costruire la relazione $PL-C_r$, necessaria per la stima dei costi di riparazione attesi, sono state valutate un numero di coppie $PL-C_r$ per la realizzazione di un'analisi di regressione. Attraverso una simulazione Montecarlo, come schematizzato in figura 5.5, è stato estratto un numero nell'intervallo [0,1], consentendo la selezione di una classe RCC secondo l'incidenza di tale classe nel database; questa operazione consente di avere più edifici per le classi più rappresentative del database. Il passo successivo è quello di procedere con la simulazione Montecarlo estraendo i parametri necessari per la realizzazione del progetto simulato (f_c , f_y , ρ_s , L_y , L_x/L_y) al fine di determinare, attraverso l'approccio per meccanismi, le curve di capacità per ogni classe di edificio. Il passaggio successivo è quello di determinare la domanda di duttilità necessaria a determinare la variazione di capacità residua e quindi della performance loss; per ottenere tale risultato è stato assegnato ad ogni categoria di classificazione (B-C, EcomeB, E ed Edem) un intervallo di PGA ed eseguita un'estrazione della singola accelerazione di picco al suolo la cui determinazione sarà descritta successivamente. A questo punto per ogni RCC è stato possibile determinare la richiesta di duttilità globale e la relativa PL. Lo spettro di risposta considerato è quello da normativa NTC2008 sito in L'Aquila con sottosuolo B. Infine dopo il campionamento casuale dei rapporti di costo dalla corrispondente distribuzione per $(RCC)_k$, assegnando una distribuzione statistica per il costo di riparazione per ogni RCC, è possibile determinare la coppia di valori $PL-C_r$ per la k-esima simulazione.

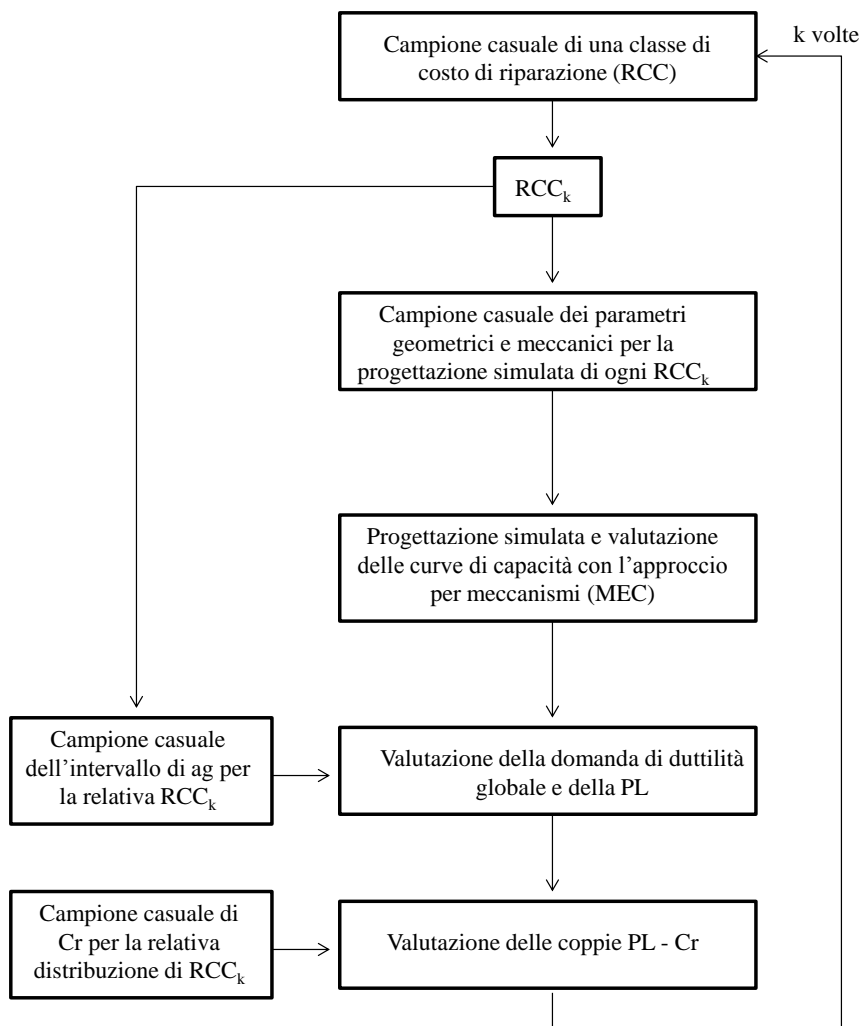


Figura 5.5 Procedura per la determinazione delle coppie PL-Costi

L'intervallo di a_g è stato definito per ogni esito (B-C, EcomeB, E, Edem) in modo di assegnare l'effettivo danneggiamento all'ipotetica accelerazione a cui è stata sottoposta la generica classe di edificio RCC. In particolare sono stati definiti i drift limite come suggerito in (FEMA 356), per danno leggero (1%), moderato (2%) e severo (4%).

Per gli edifici con esito B-C si è considerato che essi abbiano subito una domanda sismica che provochi un drift compreso tra il limite di snervamento e inferiore all'1% (corrispondente allo spostamento d_y^* e $d_{1\%}$ sulla curva di capacità in fig.5.6); per gli edifici E trattati come B l'ipotesi considerata è quella in cui il massimo spostamento è compreso tra l'1% e il 2% (corrispondente allo spostamento $d_{1\%}^*$ e $d_{2\%}$ sulla curva di capacità in fig.5.6); per gli edifici E il massimo spostamento considerato è compreso tra

il 2% e il 4% (corrispondente allo spostamento $d_{2\%}^*$ e $d_{4\%}^*$ sulla curva di capacità in fig.5.6), mentre per gli edifici Edem l'intervallo è tra il 4% e il 5% (corrispondente allo spostamento $d_{4\%}^*$ e $d_{5\%}^*$ sulla curva di capacità in fig.5.6).

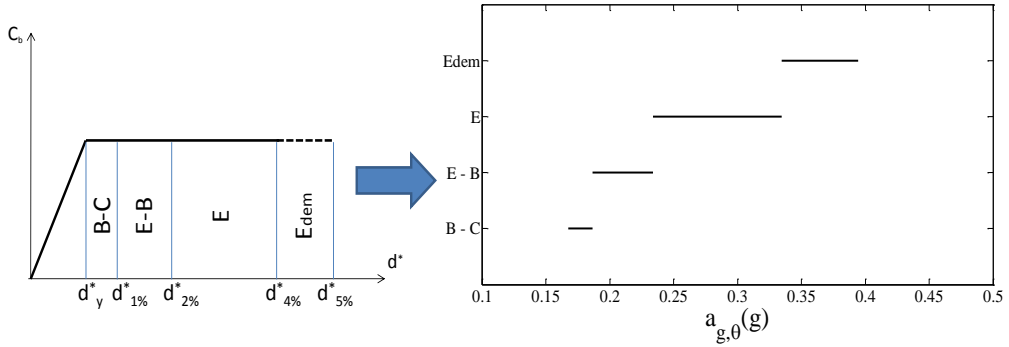


Figura 5.6 Scelta degli intervalli di a_g relativi alle differenti classi di finanziamento (B-C, EcomeB, E e Edem) per una generica classe di edificio.

Una volta assegnato il drift limite θ , è possibile ricavare la corrispondente domanda di duttilità globale μ attraverso la relazione (5.1)

$$\mu = 1 + \left[\frac{H_i}{H_n} \left(\frac{\theta}{\theta_y} - 1 \right) \right] \quad (5.1)$$

e il relativo fattore di riduzione R_μ definito come il rapporto tra lo spettro elastico e inelastico per fissati valori di periodo elastico e duttilità inelastica.

$$R_\mu = 1 + \frac{T_{eq}}{T_C} (\mu - 1) \quad \text{per } T_{eq} < T_C \quad (5.2)$$

$$R_\mu = \mu \quad \text{per } T_{eq} \geq T_C \quad (5.3)$$

A questo punto è possibile determinare l'accelerazione spettrale $S_{a,e}(T_{eq})$

$$S_{a,e}(T_{eq}) = R_\mu \cdot C_b \quad (5.4)$$

e quindi è possibile determinare la relativa $a_{g,\theta}$ a seconda dell'intervallo di T_{eq} dell'edificio in esame.

A questo punto sono determinati gli intervalli a_g ed è possibile applicare la procedura descritta al capitolo 3 per determinare la Performance Loss PL .

La figura 5.7 mostra la media dei punti $PL-C_r$ ottenuti attraverso la procedura di simulazione e la curva $PL-C_r$ ottenuta dall'analisi di regressione espressa dalla relazione (5.5):

$$C_r(PL) = 0.21 + 1.25 \cdot PL \quad (5.5)$$

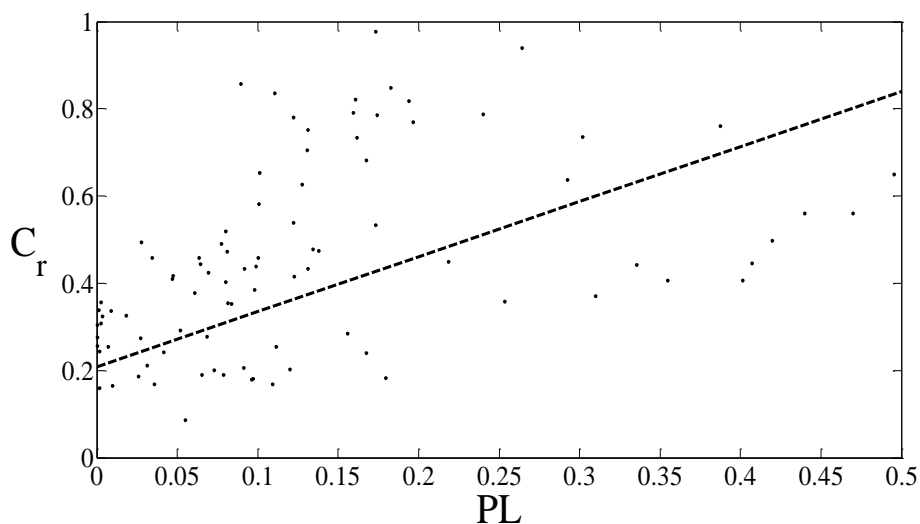


Figura 5.7 Media dei punti $PL-C_r$ ottenuti dalla simulazione e relativa curva $PL-C_r$ ottenuta attraverso analisi di regressione

5.4.1 Esempio Applicativo

L'esempio proposto mostra come può essere utilizzata la relazione appena determinata, calcolando il valore atteso di PL e il costo Cr per due diverse classi di edifici e per due accelerazioni pari ad $a_g=0.2g$ e $a_g=0.45g$. Gli edifici presi in considerazione sono di 3 e 7 piani e per l'età di costruzione "72-81". Seguendo le procedure proposte nel capitolo 2 e 3 è possibile determinare la curva di capacità e la curva $PL-\mu$.

Tabella 5.3 Risultati dell'applicazione della relazione $PL-\mu$ per due classi di edificio e con $a_g=0.2g$ e $a_g=0.45g$

| class | | a_g (g) | median | | | | 16 th percentile | | | | 84 th percentile | | | |
|-------|-------|--------------|-----------------|-------|------|-------|-----------------------------|-------|------|-------|-----------------------------|-------|------|-------|
| N_s | age | | S_{ae} (g) | μ | PL | C_r | S_{ae} (g) | μ | PL | C_r | S_{ae} (g) | μ | PL | C_r |
| 3 | 72-81 | 0.45 | 0.42 | 3.02 | 0.17 | 0.42 | 0.44 | 3.69 | 0.22 | 0.48 | 0.41 | 2.54 | 0.13 | 0.37 |
| 3 | 72-81 | 0.20 | 0.19 | 1.32 | 0.04 | 0.26 | 0.19 | 1.62 | 0.08 | 0.31 | 0.18 | 1.12 | 0.01 | 0.22 |
| 7 | 72-81 | 0.45 | 0.22 | 2.75 | 0.08 | 0.32 | 0.23 | 3.22 | 0.12 | 0.36 | 0.22 | 2.41 | 0.05 | 0.27 |
| 7 | 72-81 | 0.20 | 0.09 | 1.13 | 0.00 | 0.21 | 0.09 | 1.35 | 0.02 | 0.24 | 0.09 | 0.97 | 0.00 | 0.22 |

I relativi valori di T_{eq} e C_b possono essere letti dalla tabella 3.3 per gli edifici selezionati; dopo la determinazione dell'accelerazione spettrale il fattore di riduzione può essere valutato attraverso la relazione (5.6)

$$R_\mu = \frac{S_{a,e}(T_{eq})}{C_b} \quad (5.6)$$

E attraverso le relazioni (5.7) e (5.8) è possibile determinare la richiesta di duttilità:

$$\mu = 1 + (R_\mu - 1) \cdot \frac{T_C}{T_{eq}} \quad \text{per } T_{eq} < T_C \quad (5.7)$$

$$\mu = R_\mu \quad \text{per } T_{eq} \geq T_C \quad (5.8)$$

È ora possibile applicare la relazione (3.10) per determinare PL attraverso i coefficienti proposti in tabella 3.4 e determinare C_r attraverso la relazione (5.5). In tabella 5.3 sono sintetizzati i risultati per le classi di edifici selezionate.

5.5 Stima del livello di sicurezza IP

Il costo di riparazione C_r è un parametro rappresentativo dei costi di riparazione attesi al fine di ripristinare gli edifici danneggiati fino al loro stato iniziale senza computare eventuali costi di rafforzamento necessari ad aumentare il livello di sicurezza rispetto alla condizione ante operam. Si deve notare inoltre che data la capacità residua in termini di a_g (REC_{ag}) e l'accelerazione di picco per l'area in esame (a_{gd}), il livello di sicurezza iniziale IP (Initial Performance) per un edificio può essere calcolata come il rapporto tra REC_{ag} e a_{gd} . Nelle ordinanze emanate per la ricostruzione de L'Aquila come mostrato in tabella 5.1 l'indicatore di sicurezza IP è stato il parametro fondamentale sia per la definizione della tipologia di interventi da realizzare, sia per la tipologia di analisi da condurre.

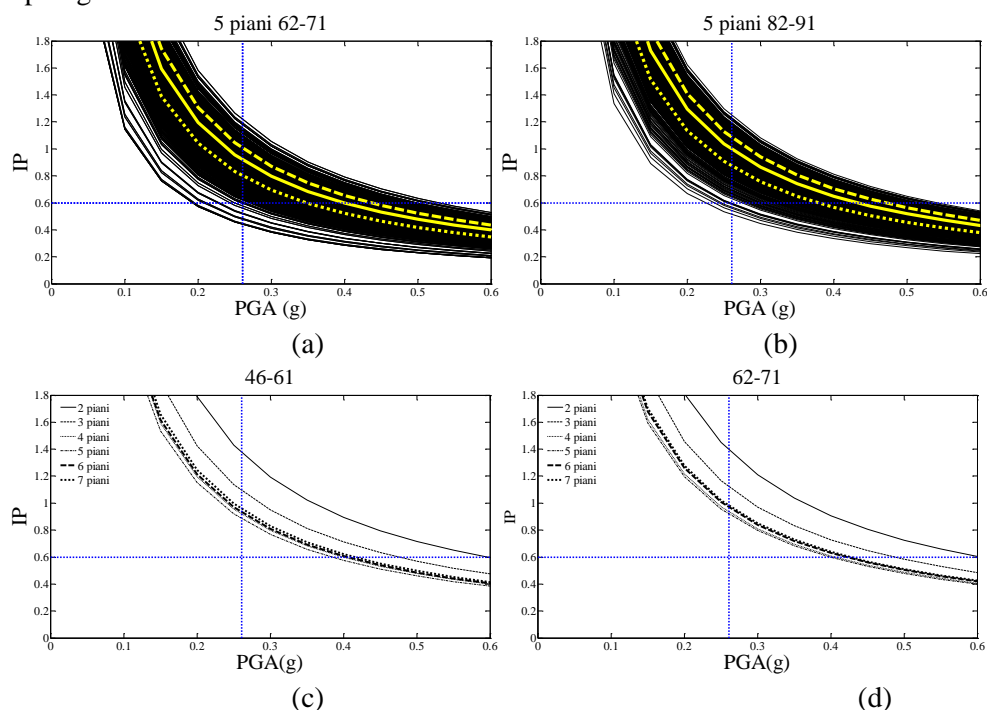


Figura 5.8 Andamento del livello di sicurezza α per la classe di edifici di 5 piani per la classe di età 62-71 (a) e 82-91 (b) con relative mediana e percentili (16° e 84°) (a) e andamento della mediana del livello di sicurezza al variare del numero di piani per la classe di età 46-61 (c) e 62-71 (d)

In figura 5.8a e 5.8b si può notare l'andamento del livello di sicurezza IP per la classe di edifici di 5 piani 62-71 e 82-91. L'andamento della mediana mostra un livello di sicurezza superiore all'adeguamento ($IP=1$) per terremoti di bassa intensità fino ad arriva ad un livello di sicurezza pari a circa il 50% dell'adeguamento sismico per un'accelerazione pari a 0.6g; nella figura in esame, inoltre è stato evidenziato il valore del livello di sicurezza per un'accelerazione di picco al suolo corrispondente a quella di

L'Aquila per un tempo di ritorno pari a $T_r=475$ anni pari ad $a_g=0.261g$ dal quale emerge che più della metà del campione presenta un livello di sicurezza (per le rotture di tipo flessionale) superiore al livello minimo accettato pari al 60% dell'adeguamento sismico. In figura 5.8c e 5.8d è possibile notare che confrontando più classi di altezza per la stessa classe di età, gli edifici più alti presentano un livello di sicurezza inferiore. In figura 5.9 viene mostrato l'andamento del livello di sicurezza in funzione della PL per una determinata azione sismica ($a_g=0.261$, punti magenta fig.5.9) per la classe di edifici di 3 piani di età 62-71 (fig. 5.9a) e per la classe 4 piani di età 62-71 (fig.5.9b) con relative mediane e percentili.

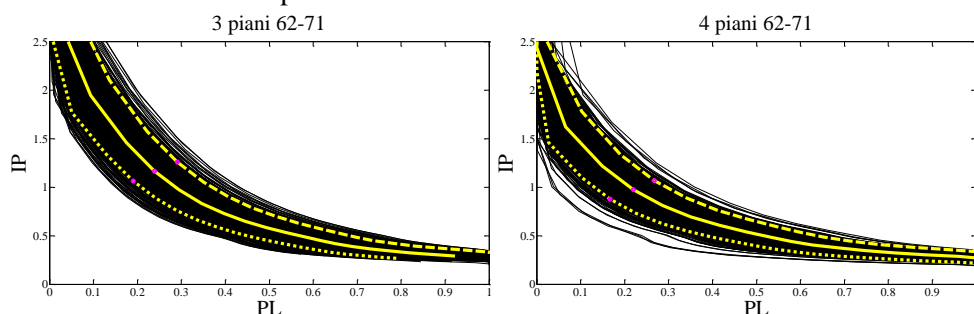


Figura 5.9 Andamento del livello di sicurezza al variare della PL per la classe di edifici 3 piani 62-71(a) e 4 piani 62-71(b)

Non avendo considerato, in questa sezione, rotture di tipo fragile, il valore di IP è generalmente maggiore rispetto al valore reale. Tuttavia per avere un'idea dei costi addizionali attesi per il rafforzamento è possibile aggiungere i valori limite concessi dalle ordinanze emanate per la ricostruzione aquilana $C_r = 0.11$ ($150€/m^2/1360€/m^2$) o $C_r = 0.18$ ($250€/m^2/1360€/m^2$) in caso di interventi locali (edifici B o E trattati come B), e $C_r = 0.29$ ($400€/m^2/1360€/m^2$) in caso di interventi di miglioramento. La somma di questo costo e quello determinato attraverso la relazione (5.5), può essere utilizzata per una decisione finale sulla convenienza e sulla riparabilità di un edificio.

CAPITOLO 6

PERFORMANCE BASED POLICY FRAMEWORK (PBPF)

6.1 Introduzione

L'obiettivo del presente capitolo è quello di definire le azioni al fine di facilitare le decisioni da prendere per gli edifici danneggiati da un evento sismico. Lo studio è volto a capire quale sia lo stato effettivo di sicurezza degli edifici in modo da poter individuare le decisioni tecnicamente ed economicamente più vantaggiose al fine di ripristinare le condizioni pre-evento. Tale strumento può essere utilizzato sia per in fase preventiva per capire l'incidenza dei costi di riparazione e miglioramento di una determinata area e il livello di sicurezza che può essere raggiunto, sia in fase di emergenza per delineare la migliore soluzione per affrontare la ricostruzione.

Nel documento FEMA – 308 è stato presentato il Performance Based Policy Network (PBPF), uno strumento in grado di fornire un quadro decisionale sulle azioni da compiere (accettare il danno, riparare, migliorare) sugli edifici danneggiati da sisma. Tale strumento si basa sulla valutazione di un indice di prestazione dell'edificio (*IP*, performance index) valutato per lo stato intatto e danneggiato e sulla performance loss (*PL*); i parametri suddetti sono indicatori significativi per le decisioni di una eventuale riparazione o riparazione e miglioramento. Tuttavia nel PBPF anche se sono state stabilite le soglie per le azioni da compiere non è stata fornita una chiara linea guida per la determinazione dei parametri fondamentali *IP* e *PL* che governano le soglie di accettabilità del danno.

Anche se non sono definite in modo esplicito, le soglie per l'applicazione di una politica di ricostruzione sono direttamente collegate al livello di sicurezza che si intende raggiungere e quindi devono essere equilibrate sulla base dei costi sostenibili; generalmente tali livelli sono stabiliti a livello politico e prendono in considerazione (spesso indirettamente) la probabilità di collasso con riferimento agli obiettivi di performance che si vuole raggiungere per un evento con un predefinito periodo di

ritorno. Tuttavia mentre i regolamenti e le ordinanze post terremoto sono emesse in fase di emergenza, sarebbe di grande valore definire un'analisi benefici/costi in "tempo di pace" investigando sugli effetti dell'applicazione di diverse politiche di intervento.

Il presente studio propone un miglioramento della PBBF introdotto nel FEMA 308, fornendo una serie di soglie decisionali stabilite sulla base di un approccio quantitativo e presenta una serie di strumenti per l'attuazione pratica su telai in c.a.. In aggiunta alle opzioni proposte in FEMA 308 di Riparazione (R) e Riparazione e Rafforzamento sismico (RR) è stata presa in considerazione anche l'ipotesi di Demolizione e ricostruzione (D) in quanto quest'ultima è stata utilizzata frequentemente nella ricostruzione de L'Aquila. Inoltre verranno descritti i criteri di valutazione di *IP* e *PL* e come tali parametri siano connessi ai costi di riparazione e alla probabilità di danno degli edifici nello stato intatto e danneggiato. Infine verrà presentato un caso studio di applicazione di tale procedura per un Municipio del Sud Italia, investigando sugli effetti in termini di costo e di livello di sicurezza raggiunto per diverse tipologie decisionali.

6.2 PBBF proposta da FEMA 308

Basandosi sulle procedure prestazionali per la valutazione di edifici danneggiati da sisma proposte da FEMA 306, in FEMA 308 viene proposto uno strumento decisionale per la stima delle performance di edifici danneggiati, riparati e rafforzati. In particolare, il metodo si basa su sono considerate tre concetti base: *Accettare* l'edificio per il suo utilizzo nella condizione danneggiata, *Riparare* l'edificio fino a ripristinare lo stato pre-evento, *Rafforzare* l'edificio migliorando la prestazioni sismiche rispetto alla condizione pre-evento.

Le soglie determinano i confini tra le tre alternative su esposte e sono stabilite in funzione di indici di performance significativi *IP* (Initial performance index) dell'edificio nella sua situazione intatta (chiamato semplicemente *P* nel documento originale), definito come il rapporto tra capacità (d_c) e domanda (d_d) globale di spostamento, e nella situazione danneggiata *P'* definita come il rapporto tra capacità (d'_c) e domanda (d'_d) globale di spostamento della struttura danneggiata. L'altra soglia significativa è rappresentata dalla performance loss *PL* ($=1-P'/IP$) che delinea l'alternativa di riparare o accettare il danno da quella di effettuare il rafforzamento. Ad esempio in figura 5.1 un edificio che presenta una coppia (*IP*,*PL*) all'interno della zona grigia dovrebbe essere rafforzato (1), mentre se si trova all'esterno dell'area potrebbe essere semplicemente riparato (2).

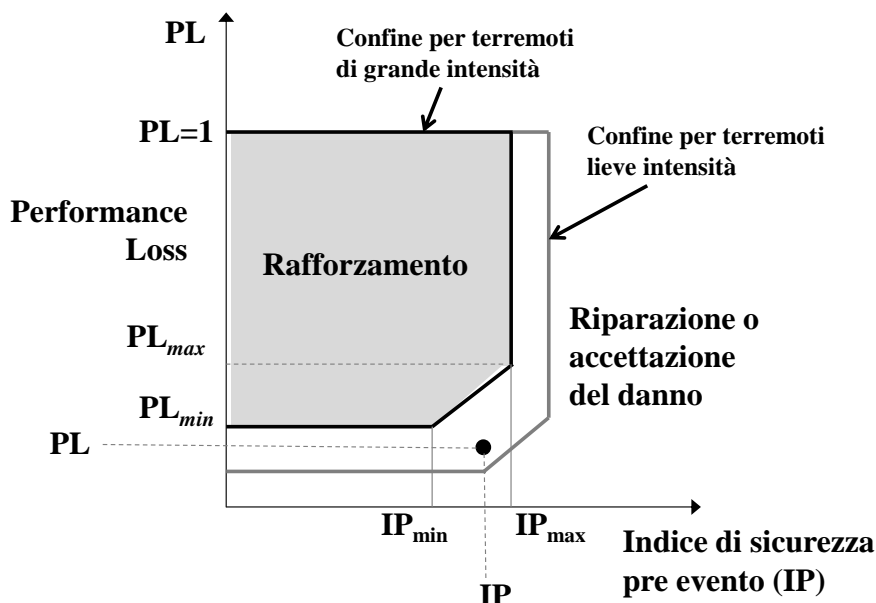


Figura 6.1 PBPF proposta da FEMA 308

Il superamento della soglia di PL , corrisponde ad un determinato livello di danno, che richiede l'intervento di rafforzamento. La soglia presenta il valore limite più basso (PL_{min}) se la condizione iniziale dell'edificio è al di sotto del valore minimo accettabile (IP_{min}) mentre può aumentare se $IP > IP_{min}$. Al contrario se PL è maggiore della soglia PL_{max} l'edificio richiederà sempre il rafforzamento, tranne nel caso in cui IP è maggiore di IP_{max} . Quest'ultima condizione per cui è richiesta soltanto la riparazione del danno, corrisponde ad un edificio che è stato progettato "quasi" secondo i moderni standard di progettazione e quindi il suo rafforzamento non è necessario. I parametri che influenzano le decisioni di accettabilità del danno, riparabilità o rafforzamento possono variare con l'entità del terremoto, riflettendo la logica che grandi perdite e bassi indicatori di performance sono tollerabili per grandi eventi sismici, questo non è accettabile per terremoti di lieve entità. Gli effetti di questa variabile (le dimensioni, il periodo di ritorno dell'evento sismico) sulla riparazione e il rafforzamento per i terremoti di lieve entità sono mostrate con le soglie di colore grigio in figura 6.1.

Come già accennato nel paragrafo § 6.1 le soglie sono definite come indicatori di performance ma non è proposto nessun criterio per determinarle né sono suggeriti criteri specifici per determinarle, permettendo quindi un margine per le valutazioni non tecniche.

6.3 PBPF modificato: Definizione delle soglie IP e PL

Il quadro di valutazione descritto di seguito è ispirato sulla base delle indicazioni del PBPF presentato in FEMA 308 e arricchito dalla determinazione quantitativa delle soglie di Performance Loss (PL) e dell'indice di sicurezza (IP) per costi di riparazione sostenibili, associati alla probabilità di collasso nella situazione intatta e danneggiata. Tale strumento ha lo scopo di facilitare le decisioni sulla riparabilità degli edifici, prendendo in considerazione solo (alcuni dei) i fattori decisionali più importanti, vale a dire i costi (ad esempio è più conveniente riparare e migliorare un edificio danneggiato o demolirlo e ricostruirlo) e la sicurezza (prestazioni dell'edificio nello stato intatto e nella situazione danneggiata).

In figura 6.2 viene rappresentato il quadro di valutazione con le variabili considerate e la loro connessione. Sono state considerate tre diverse tipologie di intervento sugli edifici danneggiati: Riparazione, Riparazione e Rafforzamento, Demolizione (R, RR e D); è stata introdotta l'opzione di demolizione in quanto tale scelta è stata spesso utilizzata per gli edifici severamente danneggiati dagli ultimi eventi sismici (L'Aquila 2009).

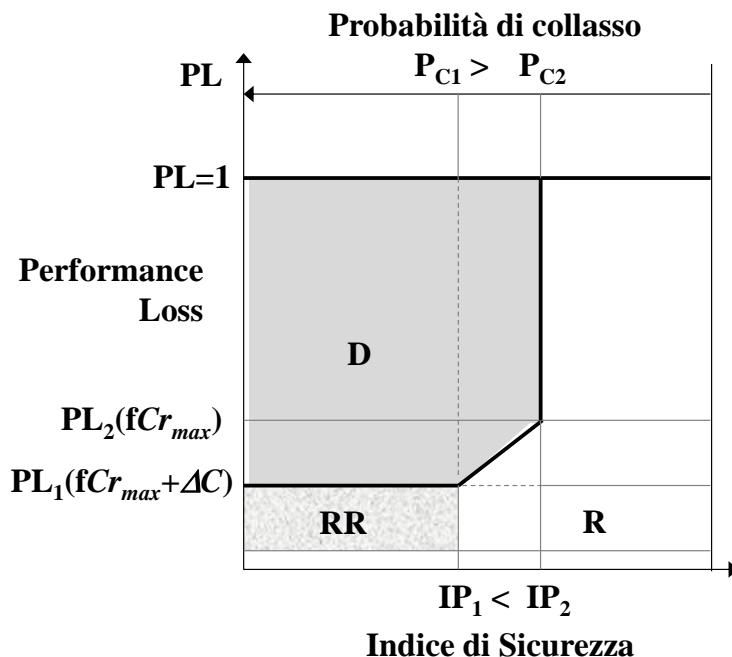


Figura 6.2 PBPF per la riparabilità degli edifici

Analogamente al PBPF introdotto in FEMA 308 (1998) le soglie che permettono l'identificazione delle varie alternative sono definite come funzione dell'indice di sicurezza IP e della performance loss PL del singolo edificio.

L'indice di sicurezza (IP) introdotto in FEMA 308 può essere definito anche come il rapporto tra l'accelerazione di picco al suolo a_g corrispondente al collasso, a_{gC} e la corrispondente domanda sismica anch'essa in termini di accelerazione di picco al suolo a_{gD}

$$IP = \frac{d_C}{d_D} = \frac{a_{gC}}{a_{gD}} = \frac{REC_{a_{g,0}}}{a_{gD}} \quad (6.1)$$

Infatti con riferimento all'approccio spettrale per la valutazione della domanda sismica, a_g è direttamente collegata all'accelerazione spettrale e alla domanda di spostamento attraverso il fattore di amplificazione spettrale per il periodo elastico T_{eq} del sistema equivalente SDOF. L'accelerazione di picco al collasso a_{gC} corrisponde alla capacità residua $REC_{a_{g,0}}$ definita in termini di accelerazione di picco al suolo cioè al livello di intensità sismica corrispondente al raggiungimento del collasso per la struttura intatta.

Il confronto tra capacità e domanda viene eseguito con riferimento ad un livello di rischio corrispondente ad un assegnato obiettivo di prestazioni che si intende raggiungere come ad esempio la Salvaguardia del Vita; infatti a_{gD} nell'equazione (6.1) rappresenta l'accelerazione di picco al suolo con probabilità di superamento di 50 anni (10% per SLV) ed è la stessa per tutti gli edifici nell'area analizzata per un fissato livello di rischio.

Le decisioni post-terremoto per un generico edificio danneggiato dopo un terremoto possono essere guidate dalla determinazione dei parametri IP e PL che determinano un determinato punto all'interno dei confini del quadro politico che permette di prendere la decisione di riparabilità, riparabilità e rafforzamento o di demolizione e ricostruzione. Ad ogni modo nell'approccio considerato si parte dal presupposto che tutti gli edifici danneggiati devono essere almeno riparati (R). A seconda del livello di danneggiamento degli edifici è possibile calcolare la corrispondente PL e i costi di riparazione C_r attraverso la relazione (5.5). Per quanto riguarda la definizione delle soglie di PL sono state fatte le seguenti considerazioni. La decisione della demolizione di un edificio è spesso guidata da vincoli economici e viene presa in considerazione se il costo di ricostruzione C , pari alla somma tra il costo di riparazione (C_r) e rafforzamento (C_{raff}), supera il costo di nuova costruzione (CN).

$$C = C_r + C_u \quad (6.2)$$

In generale si può affermare che se $C > \alpha \cdot CN$ l'opzione di demolizione e ricostruzione è da preferire rispetto alla riparazione e miglioramento; α è un coefficiente di riduzione che può variare nell'intervallo tra 0.7 e 0.8, e che tiene conto della mancanza di volontà di riparare e migliorare un edificio che presenta gli stessi costi di una nuova costruzione e che allo stesso tempo non garantirebbe lo stesso livello di sicurezza di una nuova costruzione.

Nel caso in cui non sia necessario rafforzare un edificio, ossia quando l'indice di sicurezza IP di un edificio è maggiore di uno (capacità maggiore della domanda sismica), o anche semplicemente quando $IP > IP_2$ con $IP_2 < 1$ pari ad una soglia prestabilita per cui si ritiene accettabile il livello di sicurezza raggiunto, non sono necessari costi per il rafforzamento e quindi $C = C_r$. Questa prima condizione può essere utilizzata per calcolare PL_2 . Infatti come verrà spiegato successivamente PL può essere messa in diretta relazione con i costi C_r , imponendo $C = C_{rmax} = \alpha \cdot CN$ e quindi entrando all'interno della relazione $PL - C_r$ e invertendo la (5.5) è possibile determinare PL_2 .

La soglia $IP_2 < 1$ è stabilita tenendo conto del fatto che di solito nei paesi Euro – Mediterranei gli edifici esistenti non presentano gli standard di sicurezza prescritti dalle attuali norme e per questo la condizione $IP > 1$ sarebbe troppo impegnativa nonché onerosa. Come già sottolineato nel paragrafo § 5.3 le ordinanze emanate a L'Aquila per la ricostruzione (OPCM 3790) hanno stabilito come livello di sicurezza accettabile per riportare la costruzione dal livello danneggiato a quello riparato e rafforzato $IP_2 = 0.8$. Come mostrato in (Fajfar and Dolšek, 2012) che hanno presentato un approccio semplificato del metodo di valutazione proposto da (Cornell et al., 2002), è possibile calcolare la probabilità di collasso degli edifici P_C come funzione di a_{gC} e del livello di pericolo del sito in esame. Pertanto, data la pericolosità del sito, cioè avendo scelto a_{gD} , è possibile associare a ciascun livello di $IP (= a_{gC}/a_{gD})$, e alle soglie prescelte, un determinato valore di P_C come sarà discusso nei capitoli successivi. D'altra parte imponendo il rafforzamento per tutti gli edifici con $IP < IP_2$ si creerebbero seri problemi nei paesi in cui la maggior parte del patrimonio edilizio presenta un livello di sicurezza inferiore a quello prestabilito dalle normative attuali, sia nel caso di sostegno pubblico sia nel caso in cui i privati dovrebbero farsi carico delle spese. Per tale motivo è stato prestabilito anche un valore minimo accettabile dell'indice di sicurezza $IP = IP_1$ con l'obbligo di rafforzare gli edifici che presentano un livello di sicurezza nella condizione ante operam inferiore ad arrivare almeno a quel valore di soglia. Nell'OPCM 3790 il valore minimo del livello di sicurezza accettato era pari a $IP_1 = 0.6$; per tutti gli edifici con IP inferiore a IP_1 la riparazione e il rafforzamento sismico sono obbligatori. In questo caso i costi accettabili per la riparazione sono $C_{rmin} = \alpha \cdot CN - C_{raff}$, dove C_{raff} rappresenta i costi necessari per portare l'edificio almeno al minimo livello di sicurezza prestabilito pari a IP_1 . Come già sottolineato nel paragrafo § 5.3 per gli edifici classificati E l'OPCM 3790 prevede un compenso forfettario per i costi di rafforzamento pari a 400 €/m²; dividendo questo valore per il costo di ricostruzione di

un nuovo edificio (inclusi i costi di demolizione), il costo unitario per il rafforzamento è pari a $C_{raff}=0.29$. Successivamente la soglia inferiore PL_1 può essere calcolata come funzione di C_{min} . Gli edifici che presentano $IP < IP_1$ e $PL > PL_1$ sono candidati per la demolizione, in quanto si prevede che i costi per la riparazione e il rafforzamento corrispondenti a PL supererebbero il valore αCN . Se invece $IP < IP_1$ e $PL < PL_1$ I costi di riparazione sono inferiori e quindi l'opzione di riparazione e rafforzamento è economicamente accettabile.

Per tutti i casi in cui $IP_1 < IP < IP_2$ il rafforzamento non è obbligatorio e si assume che C_{raff} decresce linearmente da un valore massimo (ad esempio 0.29) fino a zero e di conseguenza i valori accettabili dei costi di riparazione (e della relativa PL) aumenta da $C_{min}(PL_1)$ a $C_{max}(PL_2)$. Per un edificio con $IP_1 < IP < IP_2$, se PL è inferiore del valore individuato lungo la linea che collega PL_1 e PL_2 può essere scelta l'opzione di riparazione (con la scelta opzionale dell'intervento di rafforzamento), mentre per alti valori di PL , l'opzione più probabile è quella di demolizione e ricostruzione.

In figura 6.2 le soglie PL_1 , PL_2 , IP_1 e IP_2 sono rappresentate nel quadro di valutazione definendo i limiti per la riparazione e il rafforzamento RR, la demolizione e ricostruzione D o semplicemente la riparazione R.

Gli assi superiori della figura 6.2 rappresentano la probabilità di collasso calcolata con l'approccio spiegato al paragrafo § 6.5. È possibile notare come il valore minimo della soglia IP (IP_1) è associata alla probabilità di collasso P_{C1} . Il valore massimo della soglia dell'indicatore di rischio IP_2 è invece associata alla probabilità di collasso P_{C2} . L'origine dell'asse superiore si trova in direzione opposta a quello dell'asse dell'indicatore di rischio. Infatti $P_{C1} > P_{C2}$ in quanto gli edifici con livelli di sicurezza scadenti (IP minimi) sono caratterizzati da bassi livelli di capacità a_{gC} (a parità di a_{gD}) e quindi da alti valori in termini di probabilità di collasso.

Attraverso il calcolo delle prestazioni dell'edificio danneggiato (eq.6.1), introducendo la capacità della struttura danneggiata, invece della capacità iniziale, può essere ottenuto il valore "danneggiato" di IP e contestualmente può essere determinata la variazione di probabilità di collasso:

$$\delta P_C = \frac{P'_C}{P_C} \quad (6.3)$$

Con P'_C la probabilità al collasso per la struttura danneggiata.

6.4 Considerazione delle Crisi Fragili

Le considerazioni finora fatte sono relative alla formazione di meccanismi duttili senza considerare rotture di tipo fragile. Gli edifici progettati senza gerarchia delle resistenze, infatti, sono tipicamente caratterizzati da un livello insufficiente di armature longitudinali, ancoraggi non sufficientemente efficaci nei nodi e nei pilastri, ma soprattutto uno scarso livello di armatura trasversale nei pilastri e nei nodi. Quest'ultimo aspetto è emerso soprattutto nei recenti terremoti dove le rotture fragili nei pilastri e principalmente nei nodi hanno caratterizzato il danneggiamento e in alcuni casi il collasso degli edifici in c.a.

A causa delle rotture fragili la capacità della struttura in termini di duttilità diminuisce notevolmente e per questo motivo, le rotture di tipo fragile devono essere prese in considerazione nella valutazione dell'indice di sicurezza.

Diversi modelli di capacità sono stati sviluppati per definire l'insorgere di rotture a taglio per i pilastri in c.a. (e.g. FEMA-356, 2000, Elwood and Moehle, 2005); inoltre è presente una vasta letteratura nella valutazione della resistenza a taglio dei pilastri distinguendo i contributi forniti dal calcestruzzo e dall'armatura a taglio. Il contributo del calcestruzzo nella valutazione del taglio è influenzato da diversi fattori tra cui lo sforzo normale di compressione e la domanda di duttilità di deformazione (Priestley et al. 1994; Sezen and Moehle 2004).

Il comportamento dei nodi trave colonna nei telai soggetti ad azioni sismiche è anch'esso dipendente da diversi parametri. La resistenza a taglio dei nodi è principalmente influenzata dalla resistenza a compressione del calcestruzzo, dalla quantità di armatura longitudinale delle travi passanti nel nodo (Bakir and Boduroglu, 2002) e dallo sforzo normale dei pilastri (Park and Mosalam, 2009, Unal and Burak, 2012). Numerosi studi sono stati condotti per valutare la resistenza a taglio dei nodi trave pilastro e diversi modelli per i nodi esterni ed interni sono stati proposti (e.g. FEMA-356, 2000, ACI-352R-02, 2002).

La valutazione dell'indicatore di rischio *IP* nel quadro di una politica che deve individuare le decisioni di riparabilità da prendere nel post terremoto è principalmente finalizzata a verificare se l'edificio è compatibile con gli standard di sicurezza imposti nelle nuove normative che altrimenti deve essere riparato e rafforzato similmente fino al raggiungimento di un livello di sicurezza imposto e pertanto l'indicatore di rischio deve tener conto delle rotture fragili di pilastri e nodi. Nella valutazione delle rotture fragili si presume che l'elemento che per primo raggiunge il collasso determina lo stato di tutta la struttura, trascurando quindi la ridistribuzione delle forze sia orizzontali sia verticali dopo il collasso del singolo elemento.

6.4.1 Crisi a Taglio delle Colonne

Nel presente lavoro al fine di valutare la potenziale rottura a taglio per le colonne è stato considerato l'approccio proposto nell' EC8-3 (2005). Questo modello di capacità determina la resistenza a taglio in funzione delle caratteristiche geometriche e meccaniche, della richiesta di duttilità e dello sforzo assiale nei pilastri.

Il taglio sollecitante è stato determinato per ogni pilastro del telaio dividendo il momento resistente derivato dall'equazione (3.6) per l'altezza di piano in cui si forma il meccanismo. Il taglio resistente, V_R , diminuisce con la parte plastica della richiesta di duttilità, espressa in termini del coefficiente di duttilità dell'inflexione trasversale della luce di taglio o della rotazione rispetto alla corda all'estremità della membratura:

$\mu_{\Delta}^{pl} = \mu_{\Delta} - 1$. Per questo scopo μ_{Δ}^{pl} può essere calcolato come il rapporto della parte plastica della rotazione rispetto alla corda, θ , normalizzata alla rotazione rispetto alla corda a snervamento θ_y . Il taglio resistente è valutabile attraverso la relazione (6.4) espressa in MN e metri.

$$V_R = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[\frac{h-x}{2L_V} \min(N; 0.55A_c f_c) + (1 - 0.05 \min(5; \mu_{\Delta}^{pl})) \cdot \left[0.16 \max(0.5; 100\rho_{TOT}) \left(1 - 0.16 \min\left(5; \frac{L_V}{h}\right) \right) \sqrt{f_c} A_c + V_w \right] \right] \quad (6.4)$$

Con γ_{el} pari a 1.15 per elementi sismici primari, h è l'altezza della sezione e x la parte di sezione compressa e L_V è il rapporto momento/taglio della sezione di estremità; A è l'area della sezione trasversale; ρ_{tot} è il rapporto totale dell'armatura longitudinale e V_w è il contributo dell'armatura trasversale preso pari a:

$$V_w = \rho_w b_w z f_{yw} \quad (6.5)$$

Con ρ_w il rapporto di armatura trasversale, z è la lunghezza del braccio della coppia interna e f_{yw} è lo sforzo a snervamento dell'armatura trasversale.

Al fine di determinare il valore di duttilità, la resistenza a taglio è stata fatta variare in funzione di θ_u all'interno di μ_{Δ}^{pl} fino al valore in cui il momento resistente eguagliasse quello sollecitante.

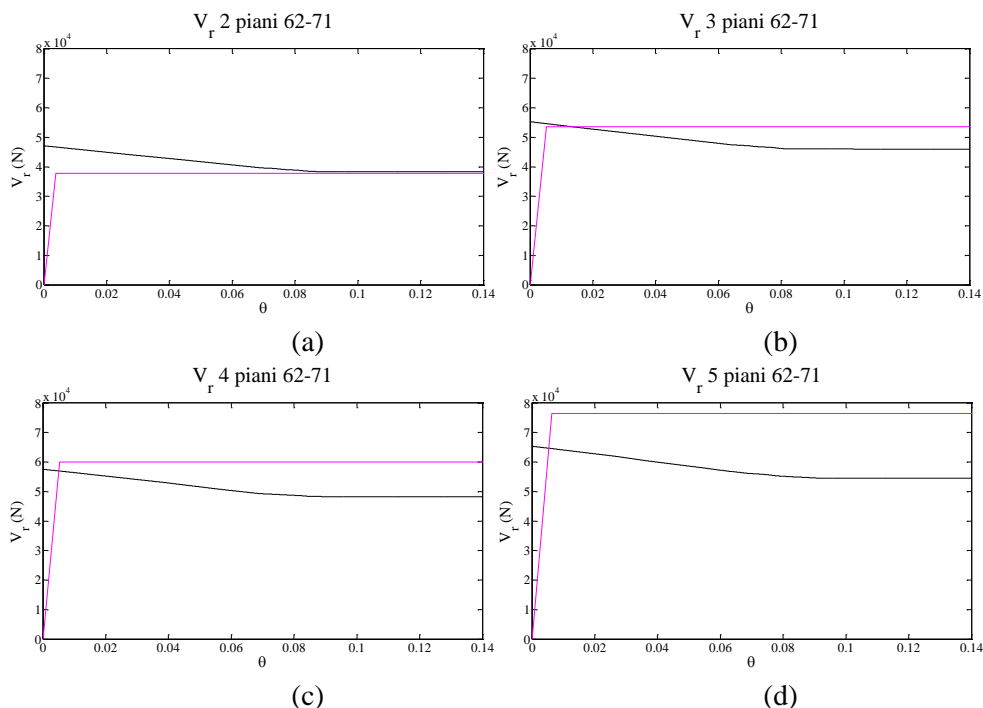


Figura 6.3 Comportamento di tipo duttile (a), duttilità limitata (b), fragile (c) e (d)

In figura 6.3 è possibile notare come le rotture fragili limitano la capacità di spostamento globale della struttura. Infatti pur essendo rotture localizzate in limitate porzioni di edificio possono comportare il collasso globale della struttura. La figura 6.3a mostra che l'elemento pilastro di un telaio di 2 piani progettato nel "62-71" presenta un comportamento duttile in quanto il comportamento flessionale (V_{flex} , linea magenta) non supera la resistenza a taglio (V_{shear} , linea nera). In figura 6.3b il comportamento dell'elemento pilastro di un edificio di 3 piani progettato nel "62-71" è del tipo a duttilità limitata in quanto anche se l'elemento raggiunge lo snervamento il comportamento plastico viene interrotto da una rottura di tipo fragile. Le figure 6.3c e 6.3d invece presentano un comportamento di tipo fragile in quanto la rottura a taglio avviene durante la fase elastica dell'elemento in termini di resistenza flessionale. È possibile notare come le strutture più alte presentano i pilastri di primo piano con comportamento di tipo fragile, mentre questo non sempre si verifica per strutture più basse dove ricorrono diverse situazioni in cui gli elementi sono a duttilità o limitata o duttili. (2 piani).

6.4.2 Crisi a Taglio dei Nodi

La crisi a taglio dei nodi è stata determinata attraverso l'applicazione delle formulazioni proposte nelle NTC08, che richiedono il calcolo della massima e della minima tensione di taglio (basata sull'area nominale del nodo) attraverso il cerchio di Mohr combinando sia la tensione di compressione, che dipende dallo sforzo normale, e la tensione tangenziale, che dipende dal taglio. La capacità in termini di resistenza a trazione diagonale è assunta pari a $0.3 \cdot \sqrt{f_c}$ dove f_c è la resistenza a compressione cilindrica del calcestruzzo, mentre la resistenza a compressione diagonale è pari a $0.5 \cdot f_c$.

La verifica di resistenza si effettua nell'ipotesi che i nodi non siano interamente confinati applicando le seguenti relazioni:

$$\sigma_{nt} = \left| \frac{N}{2A_g} - \sqrt{\left(\frac{N}{2A_g} \right)^2 + \left(\frac{V_n}{A_g} \right)^2} \right| \leq 0.3\sqrt{f_c} \quad (6.6)$$

$$\sigma_{nc} = \frac{N}{2A_g} + \sqrt{\left(\frac{N}{2A_g} \right)^2 + \left(\frac{V_n}{A_g} \right)^2} \leq 0.5f_c \quad (6.7)$$

Con f_c espresso in MPa. La relazione (6.6) è relativa alla verifica di resistenza diagonale a trazione, mentre la (6.7) è la verifica di resistenza diagonale a compressione.

Una volta introdotte le condizioni suddette è possibile applicare la procedura di progetto simulato applicando le considerazioni fatte nei capitoli 2 e 3 attraverso l'approccio per meccanismi e considerando la formazione di un meccanismo di primo piano.

La rotazione della colonna corrispondente al collasso di tipo fragile è valutata attraverso il controllo step by step della domanda di taglio sulla capacità dell'elemento. Allo stesso modo il collasso del nodo viene controllato step by step dalla richiesta di tensione tangenziale rispetto alla capacità. In entrambi i casi la variazione dello sforzo assiale negli elementi dovuta all'azione orizzontale è rappresentata in via semplificata attraverso considerazioni di equilibrio.

Tabella 6.1 Valori di duttilità per le rotture fragili del pilastro e del nodo

| Età | N | $\mu_{f,pil}$ | $\mu_{f,nodo}$ |
|---------|---|---------------|----------------|
| '46-'61 | 2 | 3.32 | 1.00 |
| '62-'71 | 2 | 3.19 | 0.99 |
| '72-'81 | 2 | 2.99 | 0.99 |
| '82-'91 | 2 | 2.80 | 1.01 |
| >1991 | 2 | 2.56 | 0.99 |
| '46-'61 | 3 | 1.72 | 0.97 |
| '62-'71 | 3 | 1.56 | 0.98 |
| '72-'81 | 3 | 0.93 | 0.98 |
| '82-'91 | 3 | 0.93 | 0.97 |
| >1991 | 3 | 0.92 | 0.99 |
| '46-'61 | 4 | 0.94 | 0.87 |
| '62-'71 | 4 | 0.98 | 0.86 |
| '72-'81 | 4 | 0.88 | 0.84 |
| '82-'91 | 4 | 0.87 | 0.84 |
| >1991 | 4 | 0.86 | 0.87 |
| '46-'61 | 5 | 0.82 | 0.67 |
| '62-'71 | 5 | 0.84 | 0.65 |
| '72-'81 | 5 | 0.84 | 0.64 |
| '82-'91 | 5 | 0.84 | 0.63 |
| >1991 | 5 | 0.84 | 0.64 |
| '46-'61 | 6 | 0.77 | 0.45 |
| '62-'71 | 6 | 0.78 | 0.46 |
| '72-'81 | 6 | 0.79 | 0.44 |
| '82-'91 | 6 | 0.78 | 0.45 |
| >1991 | 6 | 0.77 | 0.44 |
| '46-'61 | 7 | 0.74 | 0.30 |
| '62-'71 | 7 | 0.74 | 0.30 |
| '72-'81 | 7 | 0.74 | 0.30 |
| '82-'91 | 7 | 0.74 | 0.29 |
| >1991 | 7 | 0.73 | 0.29 |

In tabella 6.1 sono riportati i valori di duttilità per il collasso degli elementi per rotture di tipo fragile dei pilastri e dei nodi. È possibile notare che gli edifici più bassi, per quanto riguarda la verifica a taglio nei pilastri, presentano un comportamento a duttilità limitata in quanto $\mu > 1$, ma comunque inferiore al valore ottenuto per il comportamento flessionale riportato in tabella 3.3, mentre all'aumentare del numero di piani il comportamento è di tipo fragile. Per quanto riguarda la verifica del nodo, invece, il

comportamento è per ogni classe di edificio di tipo fragile in quanto la rotazione ultima θ_u è inferiore alla rotazione θ_y

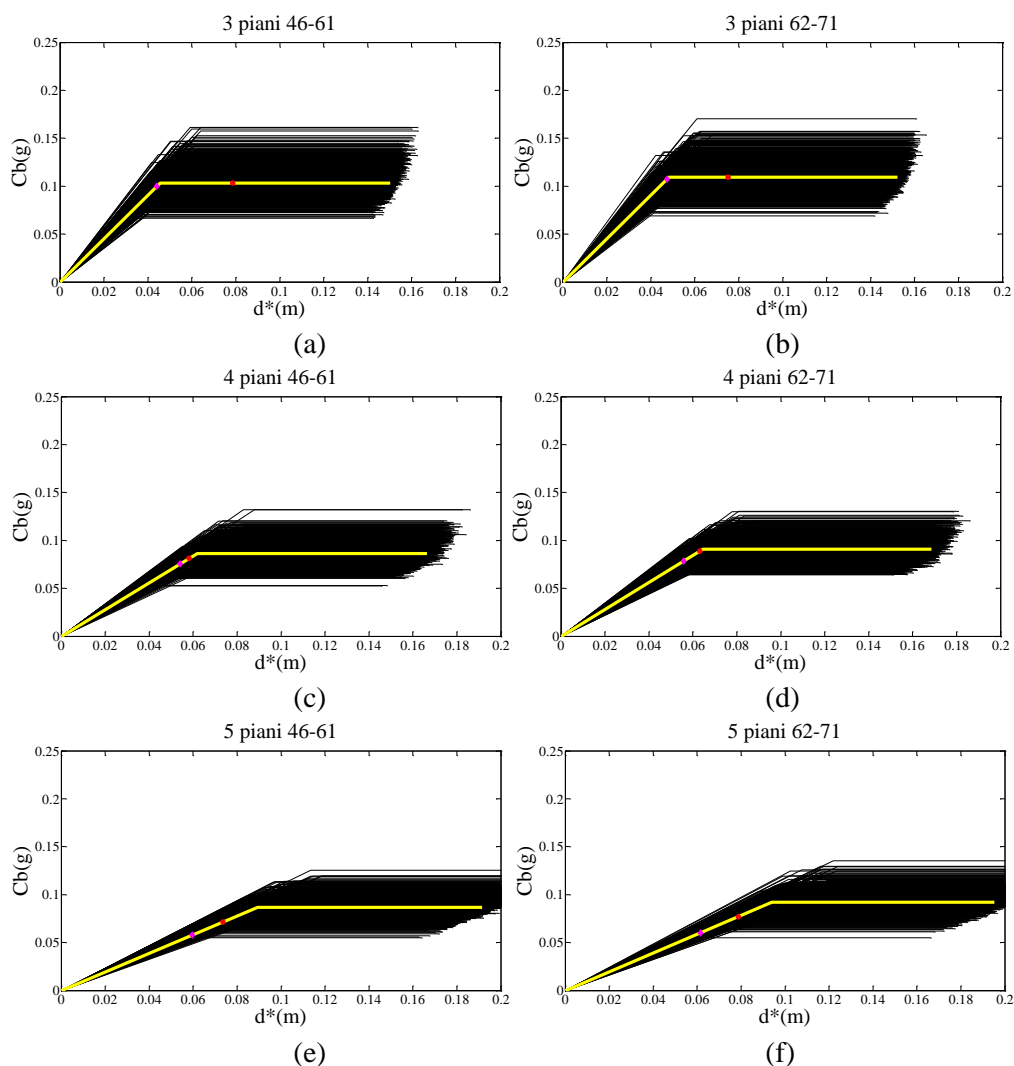


Figura 6.4 Curve di capacità ottenute attraverso l'approccio per meccanismi con evidenziato il collasso per taglio dei pilastri (magenta) e dei nodi (rosso)

Una volta determinato il collasso dell'elemento è possibile determinare l'indicatore di rischio in funzione dell'accelerazione di picco al suolo al fine di valutare lo stato ante operam della struttura.

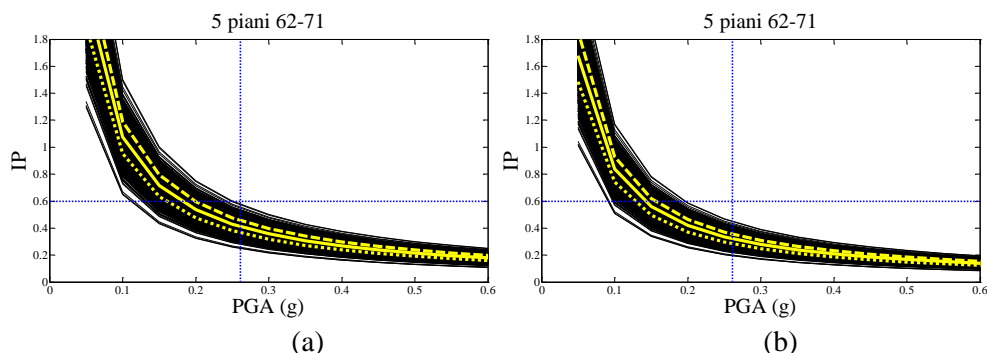


Figura 6.5 Livello di sicurezza con riferimento alla rottura a taglio dei pilastri (a) e dei nodi (b) per la classe di edificio 5 piani 62-71

La rottura a taglio dei pilastri in corrispondenza di un accelerazione di picco al suolo pari a $0.261g$ relativa al sito di L'Aquila con periodo di ritorno di 475 anni, presenta un indicatore di rischio pari a 0.41 (fig. 6.5a) mentre per le rotture dei nodi tale valore è pari a 0.32 (fig. 6.5b). Quindi il livello di sicurezza della struttura è pari al 32% dell'adeguamento ed è condizionato da un meccanismo di tipo fragile dovuto alla rottura del nodo.

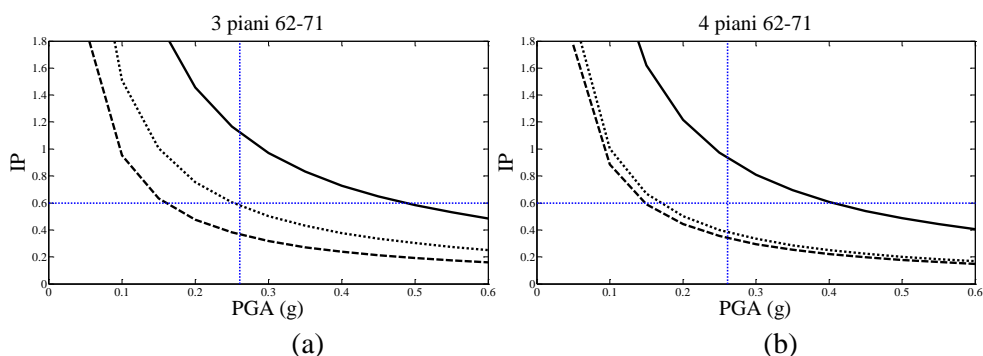


Figura 6.6 Confronto tra meccanismi duttili (-), fragili: taglio pilastri (...) e fragili: nodi (---) per la classe di edifici 3 piani 62-71 (a) e 4 piani 62-71 (b)

In figura 6.6a e 6.6b sono rappresentati per edifici di 3 e 4 piani gli andamenti dell'indicatore di sicurezza per rotture flessionali (linea continua), per rottura fragili a taglio nei pilastri (linea puntinata) e per rotture fragili a taglio nel nodo (linea tratteggiata). In corrispondenza di un'accelerazione pari a $0.261g$, per l'edificio di 3 piani l'indicatore di rischio è pari a 1.12 per le rotture tipo flessionale, 0.58 per le rotture a taglio dei pilastri e 0.37 per le rotture dei nodi. Per quanto riguarda l'edificio di 4 piani l'indicatore di rischio è pari a 0.94 per le rotture tipo flessionale, 0.39 per le rotture a taglio dei pilastri e 0.34 per le rotture dei nodi. Come è possibile notare in

entrambe i casi la sicurezza degli edifici è condizionata dal meccanismo di tipo fragile di rottura dei nodi.

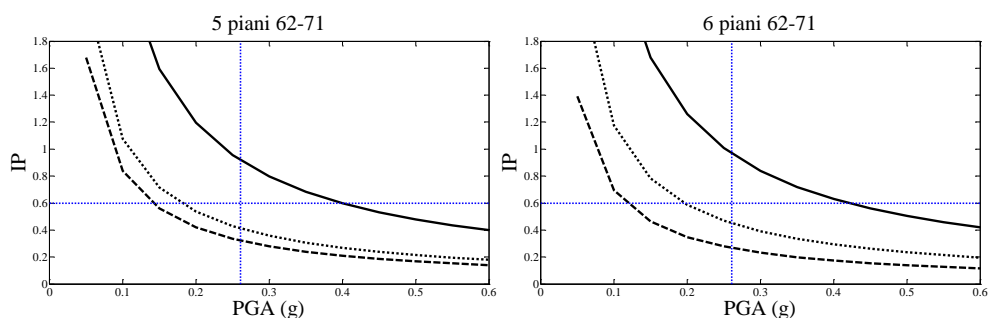


Figura 6.7 Confronto tra meccanismi duttili (-), fragili: taglio pilastri (...) e fragili: nodi (---) per la classe di edifici 5 piani 62-71 (a) e 6 piani 62-71 (b)

In figura 6.7a e 6.7b sono rappresentati per edifici di 5 e 6 piani gli andamenti dell'indicatore di sicurezza per rotture flessionali (linea continua), per rottura fragili a taglio nei pilastri (linea puntinata) e per rotture fragili a taglio nel nodo (linea tratteggiata). In corrispondenza di un'accelerazione pari a 0.261g, per l'edificio di 5 piani l'indicatore di rischio è pari a 0.92 per le rotture tipo flessionale, 0.41 per le rotture a taglio dei pilastri e 0.32 per le rotture dei nodi. Per quanto riguarda l'edificio di 6 piani l'indicatore di rischio è pari a 0.97 per le rotture tipo flessionale, 0.45 per le rotture a taglio dei pilastri e 0.26 per le rotture dei nodi. Come è possibile notare in entrambe i casi la sicurezza degli edifici è condizionata dal meccanismo di tipo fragile di rottura dei nodi.

6.5 Valutazione della probabilità di collasso P_C

La valutazione del rischio sismico delle strutture può essere eseguita con il metodo SAC-FEMA che permette di calcolare la probabilità di collasso in forma chiusa (Cornell et al., 2002). Adottando il cosiddetto metodo della “media” annuale delle frequenza di collasso, la PC può essere calcolata come:

$$P_C = \overline{H}(s_{aC}) \cdot \exp \left[\frac{1}{2} \frac{k^2}{b^2} \beta_{TOT}^2 \right] \quad (6.8)$$

Con $\overline{H}(s_{aC})$ il valore medio della funzione di rischio calcolata all’ascissa s_{aC} che rappresenta l’intensità sismica (accelerazione spettrale relativa al periodo elastico del sistema equivalente SDOF $S_a(T_{eq})$ o accelerazione di picco al suolo a_g) corrispondente al raggiungimento della capacità media.

Nell’equazione (6.8), k è un coefficiente introdotto al fine di considerare la funzione di rischio nella regione dei livelli di danno in prossimità della probabilità dello stato limite:

$$H(s_a) = k_0 \cdot (s_a)^{-k} \quad (6.9)$$

Dove k_0 dipende dal sito in esame.

La funzione di rischio in termini di spostamento che relaziona l’EDP (engineering demand parameter) alla misura d’intensità, generalmente rappresentata da una curva IDA (Vamvatsikos and Cornell, 2002) può essere valutata attraverso la seguente relazione:

$$D(s_a) = a \cdot (s_a)^b \quad (6.10)$$

Dove a dipende dal sistema strutturale e b è un parametro opportunamente stabilito.

Nel caso si adotti l’approccio *IM* (Intensity Measure), che usa direttamente la misura di intensità per valutare domanda e capacità, il parametro b che definisce la relazione tra la domanda di spostamento e *IM*, non è necessario. Il termine β_{TOT} nell’ eq. (6.8) può essere espresso con la relazione:

$$\beta_{TOT} = \sqrt{\beta_R^2 + \beta_U^2} \quad (6.11)$$

Con β_R la misura della dispersione in funzione delle incertezze relative all'aleatorietà del moto del suolo e β_U la dispersione associata al modello strutturale e alla tipologia di analisi.

Un'importante semplificazione per la valutazione in termini di probabilità può essere ottenuta se si utilizza il metodo N2, per la valutazione della relazione tra IM e EDP (Dolšek and Fajfar, 2004), invece di utilizzare le curva IDA precedentemente introdotte.

Il metodo incrementale N2 (IN2) permette, con riferimento ad un sistema equivalente SDOF, di costruire la curva approssimata al fine di mettere in relazione domanda sismica e intensità sismica (curva IDA approssimata) attraverso l'applicazione ripetitiva del metodo N2 (Fajfar and Gašperšič, 2006) per valori crescenti di intensità sismica fino al collasso.

Generalmente la forma della curva IN2 dipende dal rapporto tra il fattore di riduzione R_μ e il periodo T . Nel caso più semplice, ma molto frequente caso di applicabilità del principio di uguale spostamento ($T_{eq} \geq T_c$), la curva IN2 è una linea retta dall'origine fino al punto di collasso, ossia l'unico punto necessario da determinare; dopo aver raggiunto il collasso, la curva IN2 ha andamento orizzontale. L'equazione (6.10) con $b=1$ definisce la prima parte della curva IN2, cioè fino al collasso.

Attraverso il metodo IN2 e introducendo un numero di ipotesi semplificative, che sono coerenti con le procedure dei codici sismici, in (Fajfar e Dolšek, 2012) viene proposto un metodo orientato alla stima della probabilità di collasso delle strutture esistenti; tale metodo è un approccio semplificato rispetto a quello proposto da (Cornell et al., 2002).

Nello sviluppo dell'approccio semplificato si presume che la forma spettrale elastica non cambia con l'intensità del terremoto; questa ipotesi permette di calcolare l'accelerazione di picco al suolo a_g dall'accelerazione spettrale elastica per qualsiasi periodo da una semplice applicazione di un fattore costante. Adottando a_g come rappresentativa dell'IM, la probabilità di collasso nell'approccio suesposto può essere espresso come:

$$P_C = \overline{H}(a_{gC}) \cdot \exp\left[\frac{1}{2}k^2\beta_{TOT}^2\right] = k_0 \cdot a_{gC}^{-k} \cdot \exp\left[\frac{1}{2}k^2\beta_{TOT}^2\right] \quad (6.12)$$

Come osservato in FEMA 350 (FEMA 2000), k può essere stimata semplicemente se sono presenti le mappe di pericolosità sismica per due probabilità in 50 anni:

$$k = \frac{\ln\left(\frac{H(a_{g(10/50)})}{H(a_{g(2/50)})}\right)}{\ln\left(\frac{a_{g(2/50)}}{a_{g(10/50)}}\right)} \quad (6.13)$$

dove $a_{g(2/50)}$ e $a_{g(10/50)}$ sono rispettivamente le IM con il 2% e il 10% di probabilità di superamento in 50 anni. Per la determinazione di k_0 almeno un valore di PGA corrispondente al periodo di ritorno dovrebbe essere noto per la posizione in esame; quindi k_0 può essere determinato dall'equazione (6.9). Un'altra semplificazione introdotta nell'approccio orientato alla pratica introdotto in (Fajfar e Dolšek, 2012) è che utilizzando il metodo IN2 non è possibile determinare la dispersione e i valori di default dovrebbero essere considerati per determinare la probabilità di collasso. In (Kosič et al., 2014) un ampio studio parametrico è stato condotto per edifici in c.a. di bassa e media altezza ed è stata fornita l'indicazione di possibili valori di default di dispersione per vari stati limite di intensità sia per strutture progettate in conformità con i codici attuali sia per edifici vecchi. Secondo (Kosič et al., 2014) β_{TOT} per edifici conformi alla norma e per edifici progettati con le norme passate che sono sensibili alle variazioni dei meccanismi plastici a causa di incertezze della modellazione varia tra 0.40 e 0.45. Valori più bassi di β_{TOT} (circa 0.30) sono attesi per vecchi edifici in c.a. per telai soggetti a un meccanismo di primo piano; in questo caso infatti, i risultati non sono sensibili alla variazione del meccanismo plastico a causa delle incertezze di modellazione.

Se la curva di rischio è disponibile per un determinato sito, è possibile calcolare per ogni livello di IM (ad es. a_{gC}) la corrispondente P_C . Infatti, data la curva di pericolosità, i parametri k e k_0 possono essere determinati; successivamente per ogni IM (ad es. a_{gC}) la P_C può essere calcolata applicando la relazione (6.12) con un appropriato valore di β_{TOT} (e.g. 0.30 per edifici progettati con le norme passate in cui è prevista la formazione di un meccanismo di piano). L'indicatore di sicurezza IP per la generica struttura è calcolato dividendo la capacità a_{gC} con la domanda sismica a_{gD} per un obiettivo di performance assegnato; a_{gD} è lo stesso per tutti gli edifici di una determinata area con un fissato livello di pericolosità. Pertanto imponendo valori di soglia per l'indice di sicurezza IP corrisponde ad imporre livelli di sicurezza in termini di P_C . Ad esempio, se è assegnato un valore limite di $IP=0.6$, è possibile ottenere in valore di $a_{gC}=0.6 \cdot a_{gD}$ e quindi per questo valore di a_{gC} è possibile determinare P_C attraverso l'equazione (6.12). Data la probabilità annuale di collasso, la corrispondente probabilità in 50 anni, $P_{C,50}$ può essere calcolata con l'equazione (6.14):

$$P_{C,50} = 1 - (1 - P_C)^{50} \quad (6.14)$$

6.6 Applicazione ad un caso studio

6.6.1 Rione Libertà Benevento

Il modello descritto nei paragrafi precedenti al fine di individuare una definita politica di riparabilità che sia uno strumento per le decisioni in fase di emergenza ma anche in “tempo di pace” è stato applicato per un rione del comune di Benevento della regione Campania.

Benevento è una città con una popolazione di circa 62'000 abitanti ed è stata selezionata come sito di prova nell'ambito del progetto di ricerca “*TRAIANO – Project per la valutazione e la riduzione di vulnerabilità dell'area urbana*” finanziato dal programma GNDT-INGV 2000-2002.

All'interno del comune di Benevento è stato selezionato un quartiere denominato Rione Libertà al fine di studiare la vulnerabilità delle strutture in muratura (OM, Ordinary Masonry, Restrepo-Velez e Magenes, 2004) e in cemento armato (RC, Reinforced Concrete, Pecce et al., 2004); la gran parte degli edifici del Rione Libertà sono stati costruiti con progetti di edilizia abitativa e sono ancora proprietà dell'*Istituto Autonomo Case Popolari (IACP)* che si occupa della manutenzione ordinaria e straordinaria (fig. 6.8).



Figura 6.8 Edifici all'interno del Rione Libertà (arancione) in Benevento

L'inventario degli edifici rilevati all'interno del Rione Libertà ha evidenziato che la maggior parte delle strutture nella zona a Nord Ovest del Rione non sono edifici storici in muratura, mentre a Sud-Est sono principalmente edifici in c.a. dai 4 ai 6 piani. La maggior parte del quartiere è stato costruito tra la seconda metà degli anni 40 e il 1961 (circa il 55%), e tra il 1962 e 1971 (circa il 40%) e quindi prima dell'introduzione delle normative sismiche di nuova generazione. Inoltre più del 70% dei 96 edifici considerati presentano una forma rettangolare.

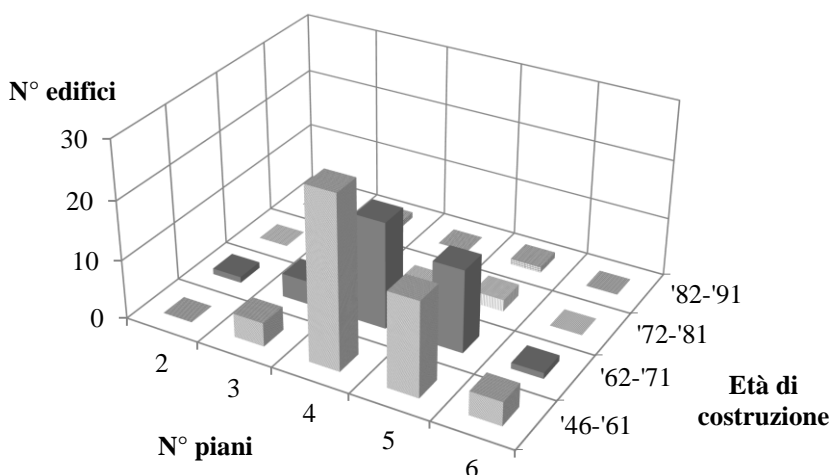


Figura 6.9 Numero di edifici del campione totale per ogni classe

Dalla classificazione del campione di edifici a disposizione in base all'età di costruzione e al numero di piani sono state individuate 13 classi. La figura 6.9 mostra il numero di edifici in C.A. appartenenti ad ogni classe di altezza ed età.

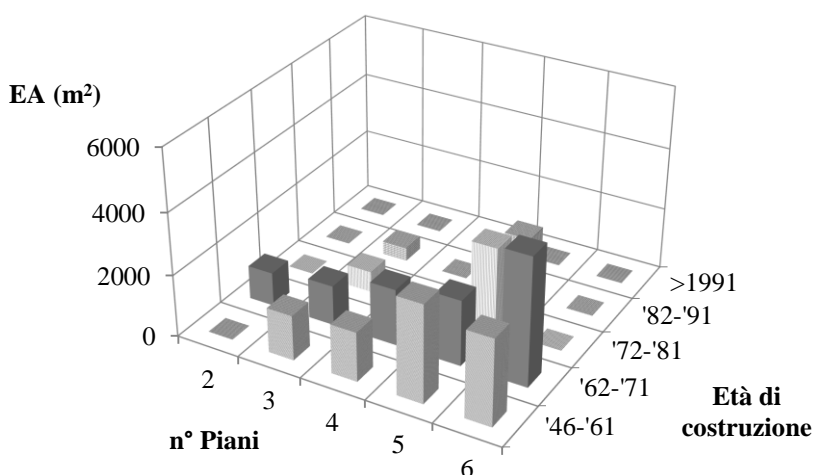


Figura 6.10 Area totale in elevazione del campione in esame (EA)

Dalla classificazione emerge inoltre un altro dato importante relativo all'area in elevazione (EA – Elevation Area) per ogni classe di edificio, determinata come il prodotto tra la superficie di piano per l'altezza dell'edificio per ogni classe. L'EA è legata alla densità della popolazione e ai costi di intervento in caso di danno e quindi è particolarmente significativa nella valutazione della perdite prestazionali.

Tabella 6.2 N° edifici e EA degli edifici in esame

| Età | N°piani | N°edifici | Media superficie in pianta (m ²) | EA (m ²) |
|---------|---------|-----------|--|-------------------------|
| '62-'71 | 2 | 1 | 545 | 1090 |
| '46-'61 | 3 | 4 | 483 | 1448 |
| '62-'71 | 3 | 4 | 429 | 1288 |
| '72-'81 | 3 | 1 | 224 | 671 |
| '82-'91 | 3 | 1 | 145 | 434 |
| '46-'61 | 4 | 29 | 397 | 1589 |
| '62-'71 | 4 | 18 | 453 | 1813 |
| '46-'61 | 5 | 16 | 628 | 3142 |
| '62-'71 | 5 | 14 | 423 | 2116 |
| '72-'81 | 5 | 2 | 538 | 2689 |
| '82-'91 | 5 | 1 | 388 | 1938 |
| '46-'61 | 6 | 4 | 462 | 2773 |
| '62-'71 | 6 | 1 | 687 | 4123 |

In tabella 6.2 sono mostrati il numero degli edifici del campione in esame, la media della superficie di piano e la superficie in elevazione per ogni classe di edificio.

Le classi di edificio sono state determinate secondo la classificazione introdotta in tabella 3.1 individuandone 13 sulle 30 analizzate con progetto simulato; è presente almeno un contributo per ogni classe di altezza tranne che per gli edifici di 7 piani. Per gli edifici di 2 piani è presente solo un edificio, rappresentante l'intera classe, progettato nel "62-71", mentre per gli edifici di 4 piani anche se sono presenti solo le classi con età di costruzione "46-61" e "62-71" presentano un valore medio di superficie più robusto in quanto sono rappresentate da 29 e 18 edifici rispettivamente. Anche gli edifici di 5 piani presentano un'aliquota considerevole del campione in esame con 32 edifici su 96 per le classi di età "46-61", "62-71" e "72-81".

6.6.2 Pericolosità al sito

L'area urbana di Benevento appartiene alla cosiddetta zona del Sannio, che è considerata una delle zone più sismicamente attive in Italia. Infatti secondo (Locati et al. 2011), dal 1005 a.C. la città è stata colpita da almeno dieci terremoti con intensità macrosismica $I_{MCS} \geq VII$ della scala MCS. Il terremoto Irpinia – Benevento del 1702, causando un totale di 400 morti di cui 150 degli 8'356 della città di Benevento (Archivio Segreto Vaticano), e il terremoto del Sannio del 1688 che causò circa 10'000 vittime di cui a Benevento ne perirono circa 2000 su 7'530 abitanti (Magnati V., 1688) sono stati classificati con I_{MCS} IX. Quest'ultimo evento è stato caratterizzato da un'intensità massima, I_0 , pari a XI, un momento magnitudo $MW=6.98$ e una fonte situata a circa 40 km a Nord di Benevento (Rovida et al. 2011).

La mappa di rischio sismico per Benevento può essere ottenuta in accordo con quanto proposto in (GdL, 2004). La figura 6.10 mostra la curva di rischio con riferimento a un valore medio di a_g pari al 50%.

Tabella 6.3 Accelerazioni di picco al suolo per diversi periodi di ritorno del sito Rione Libertà

| P_{VR} | T_r | a_g 50% | a_g 16% | a_g 84% |
|----------|-------|-----------|-----------|-----------|
| 81 | 30 | 0.063 g | 0.031 g | 0.063 g |
| 63 | 50 | 0.084 g | 0.084 g | 0.112 g |
| 50 | 72 | 0.102 g | 0.088 g | 0.119 g |
| 39 | 101 | 0.121 g | 0.090 g | 0.121 g |
| 30 | 140 | 0.143 g | 0.114 g | 0.143 g |
| 22 | 201 | 0.171 g | 0.142 g | 0.180 g |
| 10 | 475 | 0.256 g | 0.204 g | 0.264 g |
| 5 | 975 | 0.346 g | 0.306 g | 0.375 g |
| 2 | 2475 | 0.483 g | 0.428 g | 0.547 g |

In tabella 6.3 sono riportati i valori di accelerazione di picco al suolo ottenuta per probabilità di superamento P_{VR} dal 2% all'81% e quindi per periodi di ritorno T_r di 30 anni a 2475 anni per valori medi dell'intervallo di accelerazione e per i percentili 16° e 84° per la città di Benevento

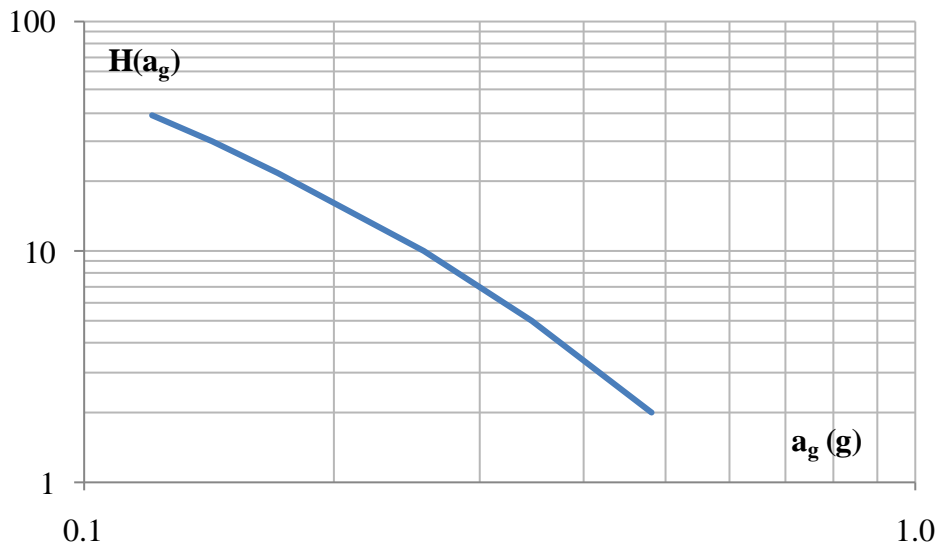


Figura 6.11 Curva di pericolosità sismica in funzione dell'accelerazione di picco al suolo a_g per la città di Benevento

Un evento sismico con un periodo di ritorno T_r pari a 475 anni (probabilità di superamento del 10% in 50 anni) è caratterizzata da un'accelerazione $a_g=0.256$ g su suolo rigido; questo valore sarà utilizzato come accelerazione di domanda a_{gD} per la valutazione dell'indice di sicurezza IP degli edifici nell'area in esame. Tale valore inoltre, sarà utilizzato come accelerazione di ancoraggio dello spettro di risposta ottenuto attraverso l'applicazione delle relazioni proposte nelle NTC2008. Per quanto riguarda la classificazione del sottosuolo è stata considerata la microzonazione proposta da (Santucci de Magistris et al., 2014) che classifica il Rione Libertà con un terreno di tipo B.

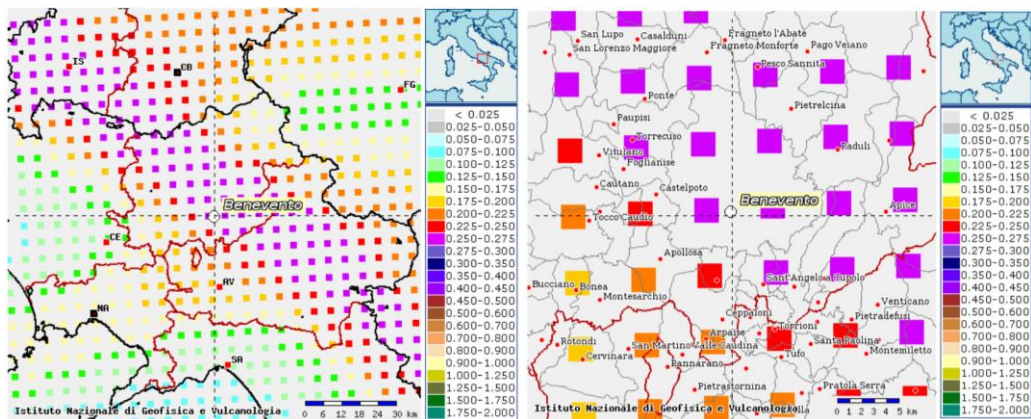


Figura 6.12 Accelerazione di picco al suolo (PGA) per un evento sismico con probabilità di superamento del 10% in 50 anni per il Rione Libertà (Benevento)

Per l'area in esame, è stato creato uno spettro di risposta a seguito delle elaborazioni di un numero sintetico di accelerogrammi ottenuti dalle simulazioni del terremoto del Sannio del 1688 (Santucci de Magistris et al., 2014); questo terremoto è stato caratterizzato da un periodo di ritorno di 400 anni. In figura 6.12 è rappresentata la media della risposta su suolo rigido (curva tratteggiata) e la media e le deviazioni standard (\pm) in superficie (curva nera e curve verdi) tenendo conto delle amplificazioni di sito per il Rione Libertà. La media dell'accelerazione di picco su suolo rigido per 15 record è pari a 0.34g, mentre il valore medio in superficie è pari a 0.52g, con un'amplificazione locale attesa approssimativamente pari a 1.5g (Traiano, T4, 2004).

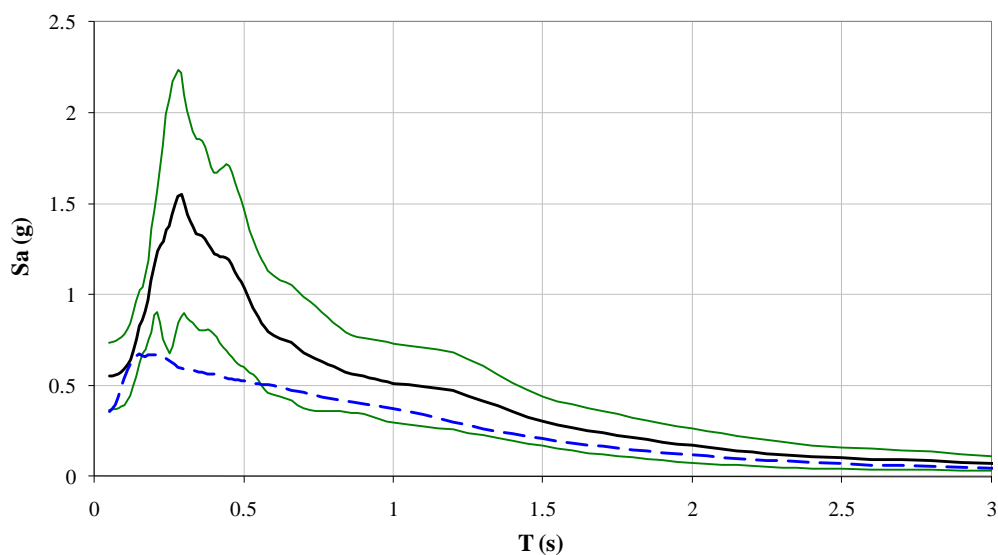


Figura 6.13 Media dello spettro di risposta di accelerogrammi sintetici su suolo rigido (curva tratteggiata) e media e deviazione standard $\pm \sigma$ degli spettri di risposta in superficie per il Rione Libertà (curva nera e curve verdi)

6.6.3 Implementazione della PBPF per il Rione Libertà

6.6.3.1 Valutazione di IP, PL e P_C per le classi di edifici dell'area in esame

Attraverso l'utilizzo delle tabelle proposte per la determinazione delle curve di capacità (tab. 3.3) e della Performance Loss (tab.3.4) per le 13 classi di edifici presenti nel Rione Libertà è possibile determinare i parametri fondamentali che permettono la definizione di politiche di riparabilità.

Come descritto nel capitolo 3 data la curva di capacità di una generica classe è possibile determinare la capacità residua in termini di accelerazione spettrale $REC_{Sa,0}$ come prodotto tra C_b e μ_{cap} e come visto nel paragrafo § 6.4, introducendo le rotture di tipo fragile, la capacità della struttura viene sensibilmente ridotta essendo $\mu_{cap,f} \leq \mu_{cap}$. Proprio quest'ultimo valore di duttilità sarà considerato per la determinazione dell'indicatore di sicurezza IP della struttura che rappresenta la percentuale di sicurezza dell'edificio nei confronti dell'accelerazione di domanda a_{gD} .

Partendo da una determinata forma spettrale (NTC 2008) per un definito sottosuolo, è possibile ricavare l'accelerazione a_{gC} che eguaglia la capacità residua iniziale $REC_{ag,0}$, attraverso il rapporto tra $REC_{Sa,0}$ e il relativo fattore spettrale per il periodo elastico T_{eq} del sistema equivalente SDOF; dividendo quindi tale valore per l'azione sismica di riferimento a_{gD} è possibile determinare il livello di sicurezza della struttura. Ad esempio, prendendo come riferimento un classe di edificio di 5 piani con età di costruzione "62-71", la capacità residua $REC_{Sa,0}$ è pari a 0.06g e il periodo elastico T_{eq} pari a 2 s; utilizzando quindi la forma spettrale come da NTC 2008 per sottosuolo B è possibile determinare la capacità della struttura $REC_{ag,0}(=a_{gC})= 0.096g$ che diviso la domanda $a_{gD}=0.256g$ determina un indice di sicurezza $IP=0.38$.

La Performance Loss deve essere valutata in riferimento ad una determinata domanda sismica e quest'ultima può essere determinata partendo da uno spettro di normativa con a_g di ancoraggio corrispondente ad un determinato periodo di ritorno T_r . Ad esempio, considerando lo spettro di risposta ottenuto con la normativa tecnica italiana (NTC2008), che presenta per un sottosuolo B e per un edificio con vita utile di 50 anni con probabilità di superamento del 10% e quindi un periodo di ritorno di 475 anni,

un'accelerazione di picco al suolo pari a $a_{gD}=0.256g$, è possibile ricavare attraverso l'applicazione del metodo CSM (Fajfar, 1999) alla curva di capacità della classe di edificio precedentemente considerata, una domanda di duttilità $\mu=1.7$; successivamente entrando nella curva $PL-\mu$, per la stessa classe, è possibile determinare il relativo valore di PL pari a 0.07. La curva $PL-\mu$ è stata derivata considerando solamente rotture di tipo flessionale, nell'ipotesi che le rotture di tipo fragile siano impediti, fornendo quindi una valutazione conservativa della perdita di capacità prevista. Si precisa, infatti, che la Performance Loss è principalmente utilizzata per determinare i soli costi di riparazione, ossia i costi necessari a riportare la struttura nella sua configurazione iniziale, e che la relazione $PL-C_r$ è stata ricavata in assenza di considerazione sulle rotture di tipo fragile. D'altra parte, potenziali rotture di tipo fragile, sono state prese in considerazione nella determinazione del livello di sicurezza IP , ed è proprio questo fattore che influenza le decisioni di rafforzamento sismico e tali costi vengono valutati in modo indipendente da PL .

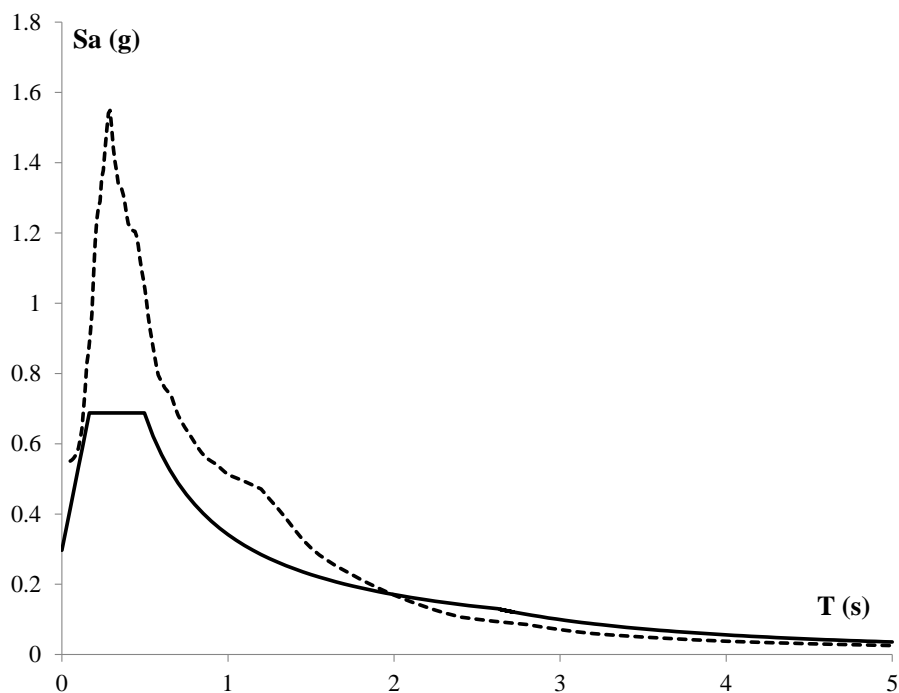


Figura 6.14 Spettro di risposta (NTC2008) e spettro (linea continua) e media degli spettri di risposta ottenuti per il Rione Libertà (Traiano 2004)

L'applicazione delle curve $PL-\mu$ ai fini di individuare la migliore politica di riparazione è finalizzata ad una stima preliminare degli effetti di tale politica, che permetta di valutare la PL e i costi relativi C_r per le differenti classi di edificio del campione in esame. Come vedremo successivamente la variazione dei limiti del livello di sicurezza

o della scelta del costo limite per delineare il confine di Performance Loss per cui convenga demolire influenzano di gran lunga sui costi da affrontare per la gestione della ricostruzione e per una eventuale decisione di prevenzione da prendere per evitare una grave perdita del patrimonio edilizio che un comune si trova ad amministrare.

Dalla valutazione della capacità della struttura a_{gC} , è possibile per ogni classe, determinare la probabilità di collasso P_C , (eq. 6.12) attraverso la stima di k_0 e k e della β_{TOT} adeguata; sulla base della curva di pericolosità per il sito di Benevento $k=2.6$ e $k_0=0.023$.

Nell'ipotesi fatte nel capitolo 2 e 3 nel valutare la capacità dell'edificio attraverso l'approccio per meccanismi e considerando la formazione di un piano soffice e pertanto $\beta_{TOT}=0.3$ (vedi paragrafo §6.5). In tabella 6.4 sono elencati i valori di IP , P_C , PL e δP_C calcolati per le classi di edificio del Rione Libertà; sono considerati due valori di PL e di δP_C , ottenuti sia considerando uno spettro da normativa (PL_{NTC08} ; $\delta P_{C,NTC08}$) sia dallo spettro medio in superficie di Rione Libertà (PL_{RL} ; $\delta P_{C,RL}$) derivato nello studio (Traiano, 2004)(fig. 6.14). Gli spettri da normativa e quello medio di superficie saranno denominati da questo punto in poi rispettivamente con i pedici NTC08 e RL.

Tabella 6.4 IP , P_C e PL per le classi di edificio del Rione Libertà. PL_{NTC08} è ottenuta applicando l'azione sismica da normativa (NTC, 2008), sottosuolo B, e PL_{RL} è ottenuto dallo spettro medio in superficie del Rione Libertà (Traiano, 2004)

| Storey number | Construction age | IP | P_C (%) | PL_{NTC08} | δP_{NTC08} | PL_{RL} | $\delta P_{C,RL}$ |
|---------------|------------------|------|-----------|--------------|--------------------|-----------|-------------------|
| 2 | '62-'71 | 0.30 | 6.5 | 0.28 | 2.7 | 0.42 | 3.8 |
| 3 | '46-'61 | 0.41 | 2.9 | 0.18 | 1.8 | 0.34 | 2.8 |
| 3 | '62-'71 | 0.44 | 2.5 | 0.16 | 1.7 | 0.30 | 2.4 |
| 3 | '72-'81 | 0.54 | 1.5 | 0.08 | 1.3 | 0.18 | 1.6 |
| 3 | '82-'91 | 0.59 | 1.1 | 0.06 | 1.2 | 0.14 | 1.5 |
| 4 | '46-'61 | 0.39 | 3.5 | 0.16 | 1.6 | 0.23 | 1.8 |
| 4 | '62-'71 | 0.40 | 3.3 | 0.14 | 1.5 | 0.20 | 1.7 |
| 5 | '46-'61 | 0.36 | 4.3 | 0.09 | 1.3 | 0.09 | 1.3 |
| 5 | '62-'71 | 0.38 | 3.8 | 0.07 | 1.2 | 0.08 | 1.2 |
| 5 | '72-'81 | 0.40 | 3.3 | 0.05 | 1.1 | 0.05 | 1.2 |
| 5 | '82-'91 | 0.43 | 2.7 | 0.03 | 1.1 | 0.03 | 1.1 |
| 6 | '46-'61 | 0.26 | 10.0 | 0.08 | 1.3 | 0.04 | 1.1 |
| 6 | '62-'71 | 0.27 | 8.5 | 0.06 | 1.2 | 0.03 | 1.1 |

In tabella 6.4 è possibile notare che il livello di sicurezza degli edifici è nella maggior parte dei casi inferiore al 50% dell'adeguamento sismico. Tali valori, così bassi, e gli associati alti valori della probabilità di collasso P_C , sono dovuti a rotture di tipo fragile

nei nodi non confinati dei telai in esame. Al fine di evitare rotture fragili nei nodi, così come il collasso per taglio dei pilastri, che può essere ottenuto attraverso appropriati interventi di rafforzamento sismico, comporta un incremento significativo della capacità della struttura a_{gC} e dell'associato livello di sicurezza IP con la conseguente riduzione di P_C .

6.6.3.2 Effetti dell'applicazione della Policy

Al fine di definire le soglie limite per il quadro politico che si vuole adottare in questa sezione verrà applicato quanto descritto al paragrafo §6.3. La prima soglia da definire è quella relativa al limite inferiore e superiore dell'indicatore di sicurezza. Per analogia alla decisioni in merito alla ricostruzione de L'Aquila, in questa prima fase sono prese in considerazione la soglia minima a cui ogni edificio deve essere riportato a seguito del danneggiamento, $IP = 0.6$ e la soglia massima fino alla quale l'amministrazione competente eroga il finanziamento, $IP = 0.8$. Per tali valori, è quindi possibile, applicando le relazioni definite al paragrafo §6.5 determinare i valori della probabilità di collasso, che per il livello di rischio di Benevento, con un domanda sismica $a_{gD}=0.256$ g, sono pari a $P_{CI}=1\%$ e $P_{C2}=5\%$ rispettivamente.

I valori limite delle soglie relative alla Performance Loss sono stabiliti dall'imposizione di valori di costo di riparazione per il quale conviene o meno la riparazione. Infatti imponendo un valore di costo $C_{rmax}=\alpha \cdot CN =0.7$ è possibile ottenere il valore di costo minimo imponendo la relazione $C_{rmin}=\alpha \cdot CN - C_u=0.41$ dove $C_u=0.29$ determinato attraverso il rapporto tra i costi di rafforzamento massimo imposto (400 €/m^2) e il costo di demolizione e ricostruzione ex novo (1360 €/m^2). Quindi invertendo l'equazione (5.5) è possibile ricavare le soglie di Performance Loss che sono pari a $PL_2=0.39$ e $PL_1=0.16$.

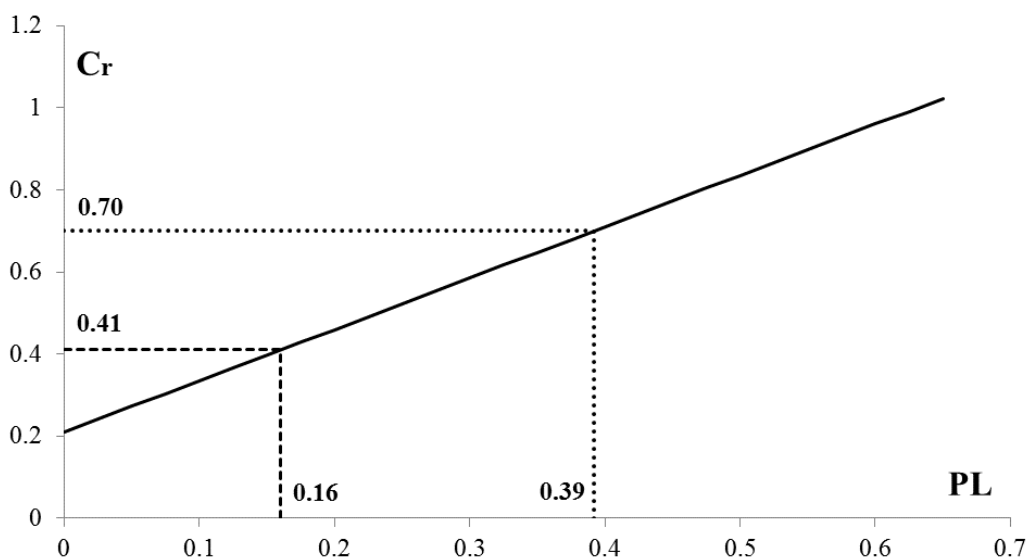


Figura 6.15 Curva PL-Cr per la determinazione delle soglie di PL (PBPF₀)

Una volta determinate le soglie di riferimento di PL è possibile costruire la $PBBF_0$ come mostrato in figura 6.16.

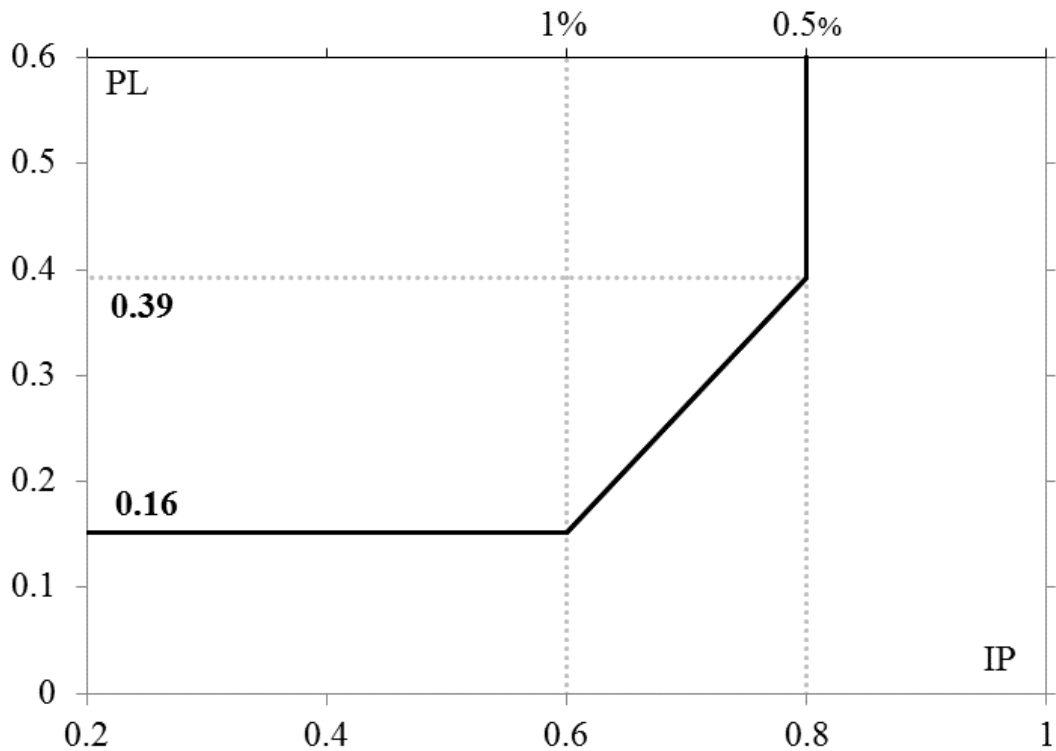
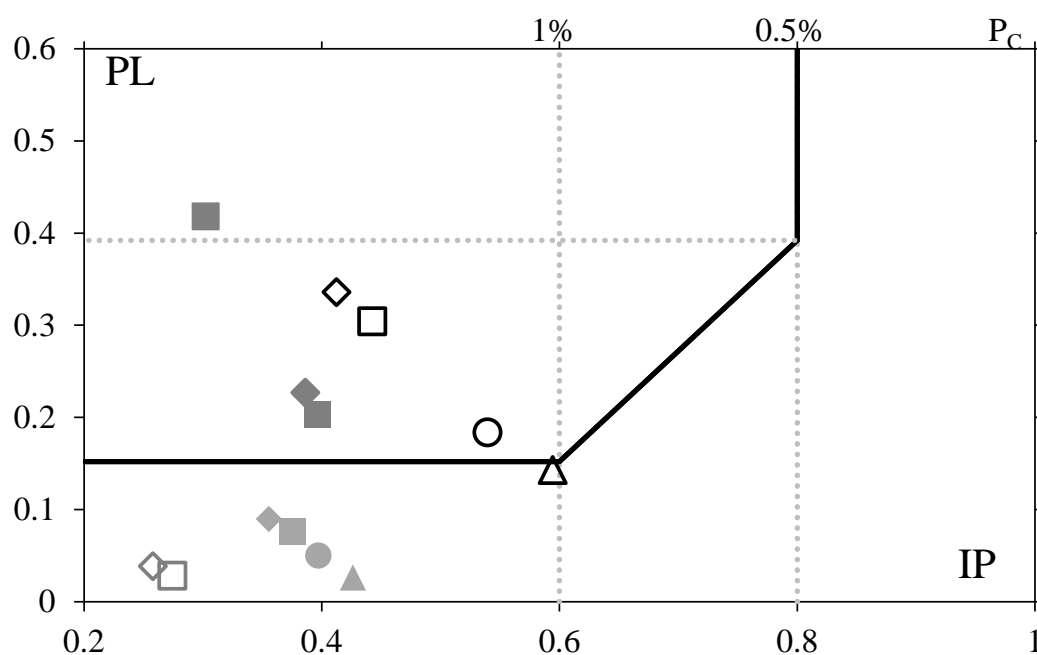
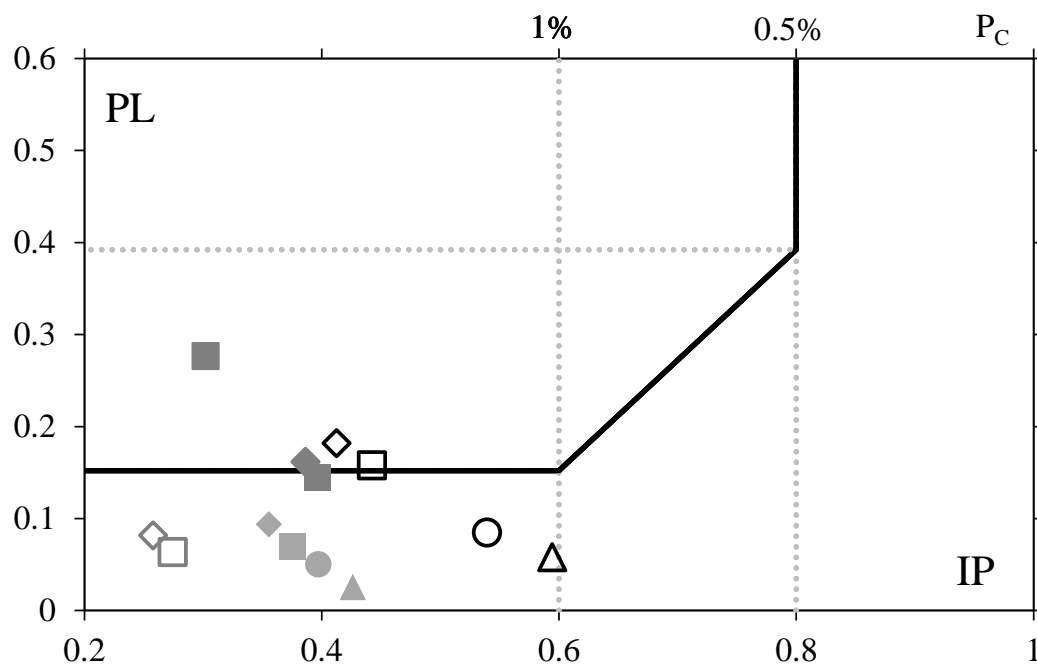


Figura 6.16 Definizione delle soglie per il quadro politico $PBBF_0$

Data la Performance Loss è allora possibile determinare $REC_{ag,\mu}$ attraverso l'equazione (3.5) e la corrispondente probabilità di collasso P_C con la (6.12); successivamente può essere determinato δP_C con la relazione (6.3) $\delta P_{C1}=1.6, \delta P_{C2}=3.6$.

In figura 6.17 sono mostrate le coppie (IP, PL) , inserite all'interno del quadro politico $PBBF_0$, calcolate per le classi di edificio del Rione Libertà adottando l'azione sismica da normativa $a_{gD}=0.256g$ (fig. 6.17) e quella dello spettro medio in superficie RL (fig. 6.18) (tabella 6.4).



Come è possibile notare dalle figure 6.17 e 6.18, al variare della domanda spettrale, si ottengono diversi valori di Performace Loss PL ; in tutti e due i casi è comunque

evidente che il valore del livello di sicurezza IP per gli edifici considerati è generalmente molto basso, vicino allo 30% in molti casi. Inoltre in entrambi i casi, tutti gli edifici rientrano nelle opzioni di riparazione e rafforzamento (RR) o demolizione (D). Ad esempio nella policy relativa allo spettro RL, essendo l'accelerazione di riferimento più alta rispetto a quella NTC08, gli edifici in esame presentano una PL maggiore e che comporta quindi un numero maggiore di edifici che vanno a demolizione.

Al fine di calcolare i costi globali dell'intero campione, corrispondenti all'applicazione di un determinato quadro politico, il costo totale unitario C_{TOT} per ogni alternativa è valutato attraverso l'applicazione delle equazioni (6.15). Il costo globale è quindi ottenuto moltiplicando il C_{TOT} relativo ad ogni classe per la corrispondente area in elevazione (EA) e per il costo di ricostruzione (pari a 1360 €/m²)

$$\begin{aligned} RR &\rightarrow C_{TOT} = C_r(PL) + C_u \\ D &\rightarrow C_{TOT} = 1 \end{aligned} \quad (6.15)$$

Tabella 6.5 Opzioni di riparazione e rafforzamento e di demolizione e relativi costi e PL per la domanda sismica NTC08 (PBBF₀)

| N° | Età | Policy | IP _{ante} | C _r | IP _{post} | C _r +C _u |
|----|-------|--------|--------------------|----------------|--------------------|--------------------------------|
| 2 | 62-71 | D | 0.30 | 0.56 | 1.00 | 1.00 |
| 3 | 46-61 | D | 0.41 | 0.44 | 1.00 | 1.00 |
| 3 | 62-71 | D | 0.44 | 0.41 | 1.00 | 1.00 |
| 3 | 72-81 | RR | 0.54 | 0.32 | 0.74 | 0.61 |
| 3 | 82-91 | RR | 0.59 | 0.28 | 0.79 | 0.58 |
| 4 | 46-61 | D | 0.39 | 0.41 | 1.00 | 1.00 |
| 4 | 62-71 | RR | 0.40 | 0.39 | 0.60 | 0.68 |
| 5 | 46-61 | RR | 0.36 | 0.33 | 0.60 | 0.62 |
| 5 | 62-71 | RR | 0.37 | 0.30 | 0.60 | 0.59 |
| 5 | 72-81 | RR | 0.40 | 0.27 | 0.60 | 0.57 |
| 5 | 82-91 | RR | 0.43 | 0.24 | 0.63 | 0.54 |
| 6 | 46-61 | RR | 0.26 | 0.31 | 0.60 | 0.61 |
| 6 | 62-71 | RR | 0.27 | 0.29 | 0.60 | 0.58 |

Applicando la Policy PBBF per una domanda sismica $a_{gD}=0.256g$, per l'intera popolazione di edifici (96 edifici), considerando interventi di riparazione e rafforzamento per gli edifici ricadenti nella zona RR e di demolizione per gli edifici ricadenti in zona D, i costi globali sono pari a 194.5 milioni di euro. Se la policy non

fosse applicata e le strutture danneggiate venissero riportate al loro stato originale senza interventi di miglioramento, i costi globali sarebbero pari a 94 milioni di euro.

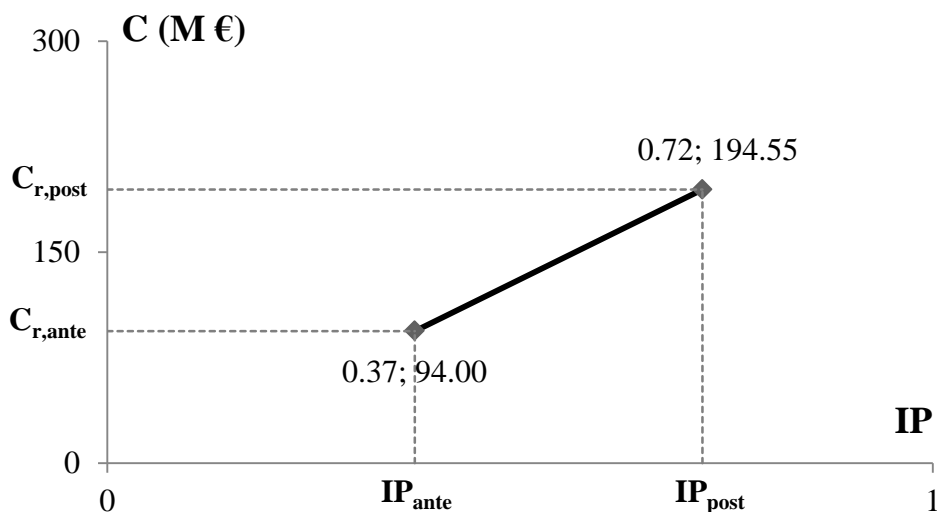


Figura 6.19 Costi di riparazione e livello di sicurezza iniziale e costi da affrontare con riferimento alla Policy adottata per PL raggiunta per la domanda sismica NTC08

In figura 6.19 sono indicati i valori medi di IP per l'intero database di edifici del Rione Libertà, nella situazione attuale e nella situazione a seguito dell'intervento di riparazione e rafforzamento o di demolizione e i costi globali ottenuti sommando i prodotti del costo C_r di ogni classe per l'EA e per il costo di ricostruzione, mentre in figura 6.20 sono mostrati i costi per ogni classe di edificio.

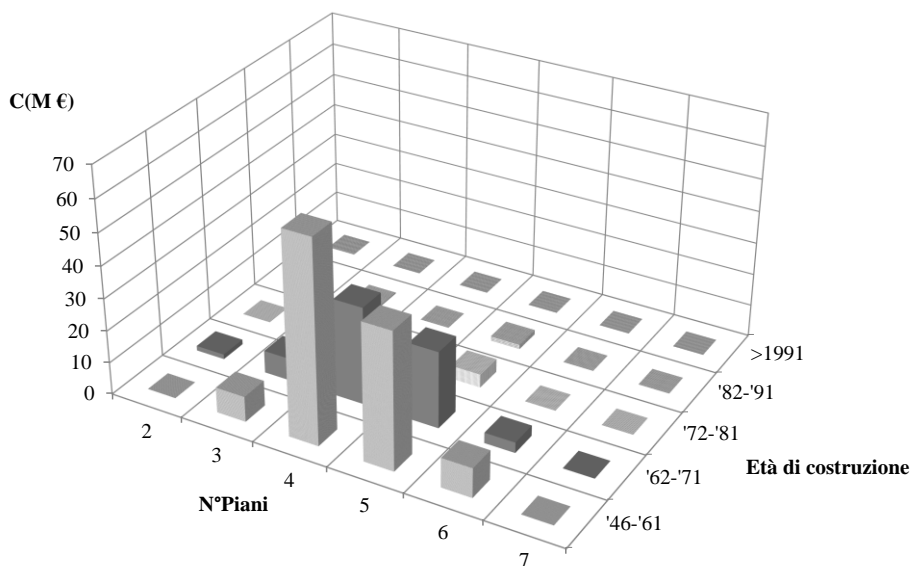


Figura 6.20 Costi degli interventi di rafforzamento o demolizione per ogni singola classe di Rione Libertà (NTC08)

L'incremento di costi a seguito dell'applicazione del quadro politico $PBPF_0$, corrisponde ad un aumento del livello di sicurezza dell'edificio e allo stesso tempo ad una riduzione della probabilità di collasso. Infatti, calcolando la media della probabilità di collasso $P_{C,m}$ per l'intera popolazione di edifici, come la media pesata della probabilità di collasso per ogni classe di edificio (considerando come pesi l'area in elevazione EA), è possibile osservare che la probabilità iniziale $P_{C,m}$, senza la realizzazione degli interventi è pari al 4% e decresce fino all'8.6‰ dopo l'applicazione del quadro politico di riferimento (fig. 6.21). Nel calcolo della probabilità di collasso $P_{C,m}$, dopo l'applicazione della Policy, si assume che per gli edifici rafforzati o ricostruiti, vi sia un incremento dell'indicatore di sicurezza IP ; tale aumento presuppone un valore più alto della capacità dell'edificio e di conseguenza bassi valori di probabilità di collasso.

L'incremento di IP è stato assunto pari a $\Delta_{IP}=0.2$ nel caso in cui IP sia maggiore di 0.4, mentre negli altri casi l'incremento Δ_{IP} sarà pari a quello necessario a garantire il raggiungimento della soglia minima pari a 0.6.

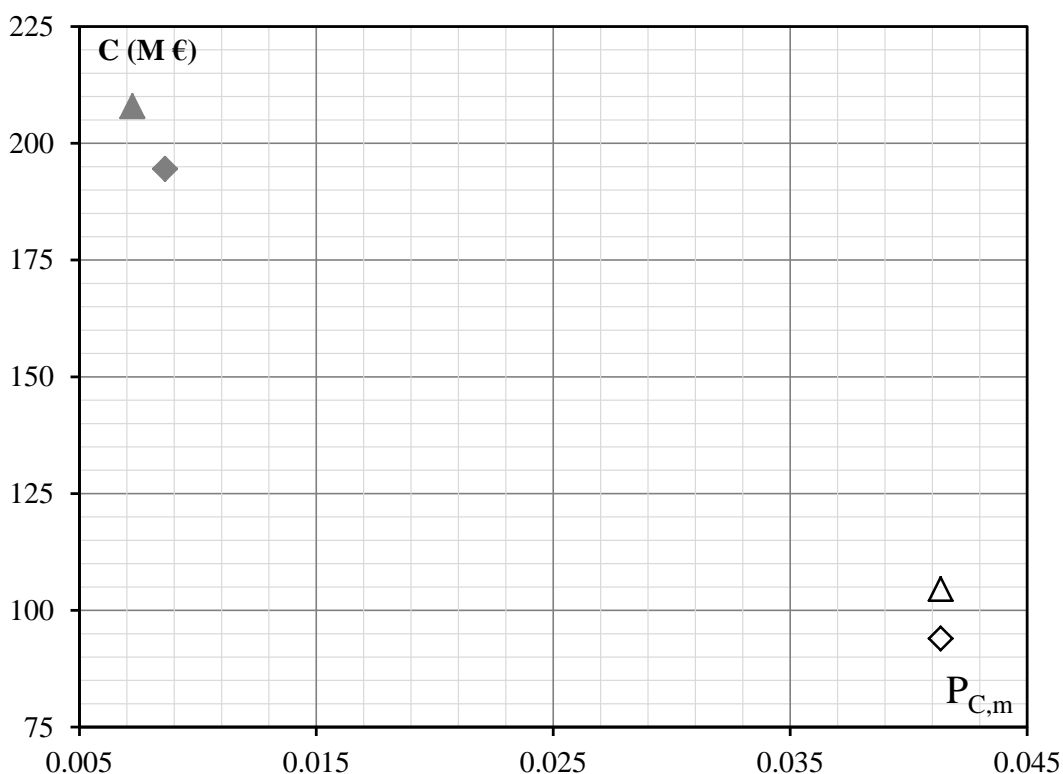


Figura 6.21 Costi globali C (in milioni di euro) e media della probabilità di collasso $P_{C,m}$, per l'intero database di edifici del Rione Libertà (96 edifici). In bianco, il rombo e il triangolo corrispondenti rispettivamente ai soli interventi di riparazione per la domanda sismica NTC08 e RL, mentre in grigio i valori di costo e probabilità di collasso dopo l'applicazione della $PBPF_0$

Con riferimento alla figura 6.18, relativa al quadro politico $PBPF_0$ con gli edifici soggetti alla domanda sismica RL è possibile notare che le strutture che ricadono nell'opzione di demolizione sono maggiori rispetto al caso NTC08.

Tabella 6.6 Opzioni di riparazione e rafforzamento e di demolizione e relativi costi e PL per la domanda RL

| N° | Età | Policy | IP _{ante} | C _r | IP _{post} | C _r +C _u |
|----|-------|--------|--------------------|----------------|--------------------|--------------------------------|
| 2 | 62-71 | D | 0.30 | 0.73 | 1.00 | 1.00 |
| 3 | 46-61 | D | 0.41 | 0.63 | 1.00 | 1.00 |
| 3 | 62-71 | D | 0.44 | 0.59 | 1.00 | 1.00 |
| 3 | 72-81 | D | 0.54 | 0.44 | 1.00 | 1.00 |
| 3 | 82-91 | RR | 0.59 | 0.39 | 0.79 | 0.68 |
| 4 | 46-61 | D | 0.39 | 0.49 | 1.00 | 1.00 |
| 4 | 62-71 | D | 0.40 | 0.46 | 1.00 | 1.00 |
| 5 | 46-61 | RR | 0.36 | 0.32 | 0.60 | 0.62 |
| 5 | 62-71 | RR | 0.37 | 0.30 | 0.60 | 0.60 |
| 5 | 72-81 | RR | 0.40 | 0.27 | 0.60 | 0.57 |
| 5 | 82-91 | RR | 0.43 | 0.24 | 0.63 | 0.54 |
| 6 | 46-61 | RR | 0.26 | 0.26 | 0.60 | 0.55 |
| 6 | 62-71 | RR | 0.27 | 0.24 | 0.60 | 0.54 |

I costi globali per tutti i 96 edifici del Rione Libertà, adottando la domanda sismica RL, sono pari a 208 milioni di euro per la riparazione e rafforzamento e demolizione e ricostruzione, mentre i soli costi di riparazione sono pari a 105 milioni di euro.

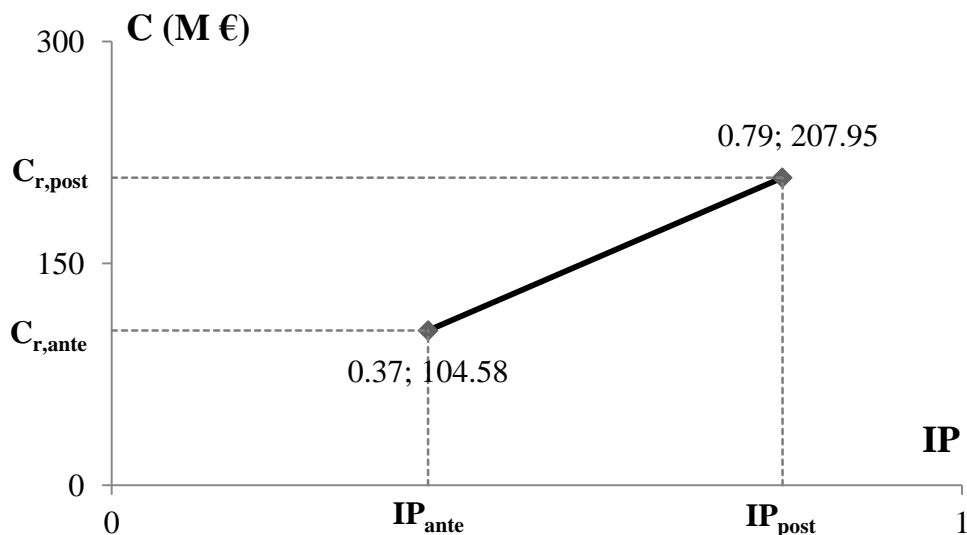


Figura 6.22 Costi di riparazione e livello di sicurezza iniziale e costi da affrontare con riferimento alla Policy adottata per PL raggiunto per la domanda sismica RL

Il valore della probabilità di collasso $P_{C,m}$ dopo l'applicazione della Policy PBPF, dove molti edifici ricadono nell'opzione di demolizione e quindi saranno ricostruiti con le nuove norme presenta un valore molto basso pari al 7.2‰ (fig. 6.21).

In figura 5.20 è quindi possibile notare gli effetti della $PBPF_0$ in termini di costi globali e probabilità di collasso per la popolazione di edifici considerati nel caso di domanda sismica NTC08 (rombo grigio) e RL (triangolo grigio); per confronto sono stati inseriti anche le opzioni di sola riparazione (rombo e triangolo bianco).

6.6.3.3 Valutazioni di Policy alternative

Per valutare gli effetti delle scelte delle soglie di IP e PL sui costi globali di ricostruzione e di livello di sicurezza per una determinata popolazione di edifici, l'applicazione proposta al paragrafo 6.6.3.1 è stata effettuata considerando diversi valori di IP e PL . In particolare sono state definite tre Policy alternative, di seguito denominate $PBPF_1$, $PBPF_2$, $PBPF_3$.

Il quadro politico di riparabilità $PBPF_1$ è definito in modo simile al $PBPF_0$ ma con il $C_{max}=0.8$; questo comporta una variazione di PL_2 da 0.39 a 0.47 e di PL_1 da 0.16 a 0.24, mentre l' IP non cambia.

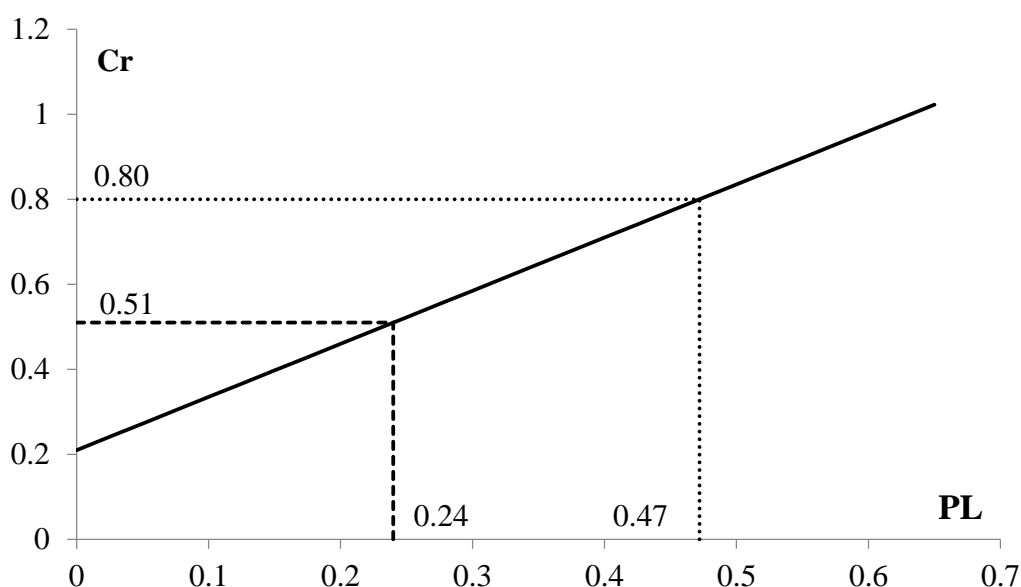


Figura 6.23 Curva PL-Cr per la determinazione delle soglie di PL ($PBPF_1$)

Rispetto alla $PBPF_0$ la soglia di PL_{min} si raggiunge per valori di PL più alti e per questo la previsione è che meno edifici ricadranno nell'opzione di demolizione.

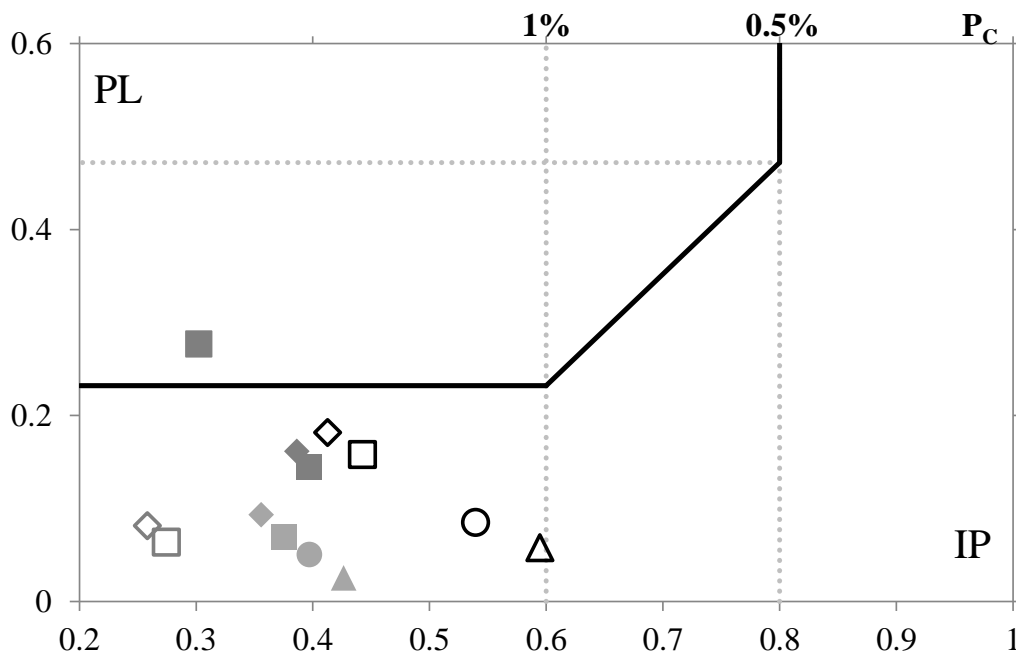


Figura 6.24 PBBF₁ con i relativi valori IP, PL PC calcolati per Rione Libertà (NTC08)

In figura 6.24 è possibile notare che solo un caso ricade nell'opzione di demolizione, mentre gli altri necessitano di interventi di rafforzamento sismico.

Tabella 6.7 Opzioni di riparazione e rafforzamento e di demolizione e relativi costi e PL per la domanda sismica NTC08 (PBBF₁)

| N° | Età | Policy | IP _{ante} | C _r | IP _{post} | C _r +C _u |
|----|-------|--------|--------------------|----------------|--------------------|--------------------------------|
| 2 | 62-71 | D | 0.30 | 0.56 | 1.00 | 1.00 |
| 3 | 46-61 | RR | 0.41 | 0.44 | 0.61 | 0.73 |
| 3 | 62-71 | RR | 0.44 | 0.41 | 0.64 | 0.70 |
| 3 | 72-81 | RR | 0.54 | 0.32 | 0.74 | 0.61 |
| 3 | 82-91 | RR | 0.59 | 0.28 | 0.79 | 0.58 |
| 4 | 46-61 | RR | 0.39 | 0.41 | 0.60 | 0.71 |
| 4 | 62-71 | RR | 0.40 | 0.39 | 0.60 | 0.68 |
| 5 | 46-61 | RR | 0.36 | 0.33 | 0.60 | 0.62 |
| 5 | 62-71 | RR | 0.37 | 0.30 | 0.60 | 0.59 |
| 5 | 72-81 | RR | 0.40 | 0.27 | 0.60 | 0.57 |
| 5 | 82-91 | RR | 0.43 | 0.24 | 0.63 | 0.54 |
| 6 | 46-61 | RR | 0.26 | 0.31 | 0.60 | 0.61 |
| 6 | 62-71 | RR | 0.27 | 0.29 | 0.60 | 0.58 |

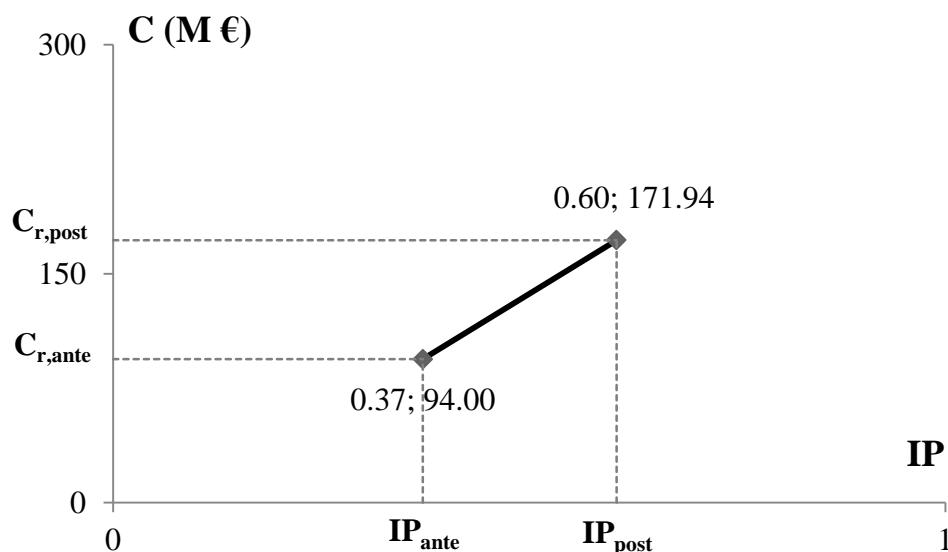


Figura 6.25 Costi di riparazione e livello di sicurezza iniziale e costi da affrontare con riferimento alla PBPF₁ per la PL raggiunta per la domanda sismica NTC08

I costi globali per tutti i 96 edifici del Rione Libertà, adottando la domanda sismica NTC08, nella configurazione PBPF₁ sono pari a 172 milioni di euro per la riparazione e rafforzamento e demolizione e ricostruzione, mentre i soli costi di riparazione sono pari a 93 milioni di euro.

Nel quadro politico PBPF₂, invece, sono variati i limiti dell'indice di sicurezza *IP* impostando la soglia minima pari a 0.5 e la massima pari a 0.7.

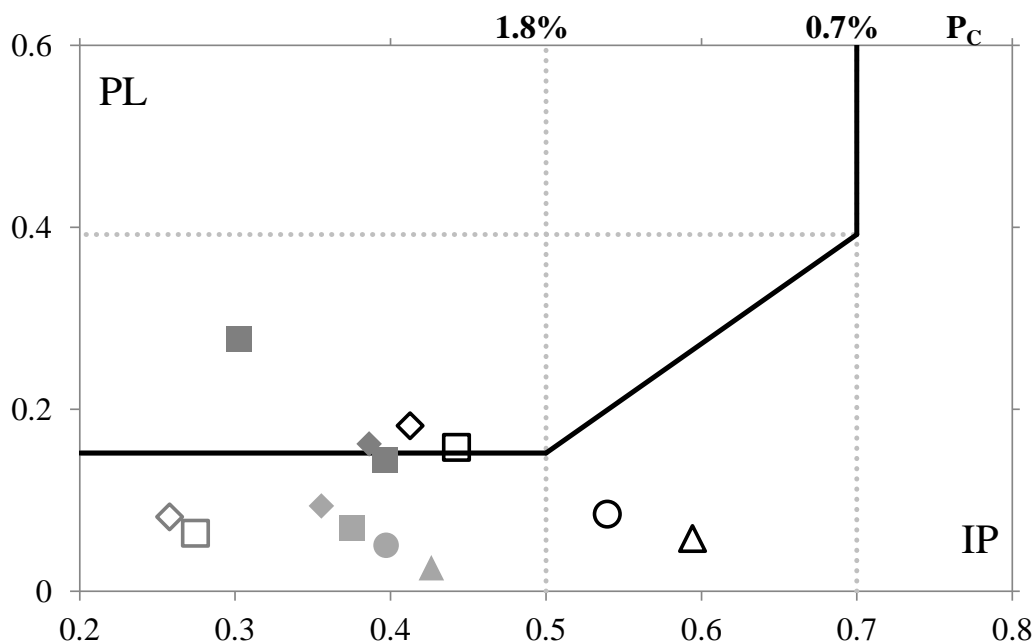

 Figura 6.26 PBBF₂ con i relativi valori IP, PL PC calcolati per Rione Libertà (NTC08)

 Tabella 6.8 Opzioni di riparazione e rafforzamento e di demolizione e relativi costi e PL per la domanda sismica NTC08 (PBBF₂)

| N° | Età | Policy | IP _{ante} | C _r | IP _{post} | C _r +C _u |
|----|-------|--------|--------------------|----------------|--------------------|--------------------------------|
| 2 | 62-71 | D | 0.30 | 0.56 | 1.00 | 1.00 |
| 3 | 46-61 | D | 0.41 | 0.44 | 1.00 | 1.00 |
| 3 | 62-71 | D | 0.44 | 0.41 | 1.00 | 1.00 |
| 3 | 72-81 | R | 0.54 | 0.32 | 0.54 | 0.32 |
| 3 | 82-91 | R | 0.59 | 0.28 | 0.59 | 0.28 |
| 4 | 46-61 | D | 0.39 | 0.41 | 1.00 | 1.00 |
| 4 | 62-71 | RR | 0.40 | 0.39 | 0.60 | 0.68 |
| 5 | 46-61 | RR | 0.36 | 0.33 | 0.56 | 0.62 |
| 5 | 62-71 | RR | 0.37 | 0.30 | 0.57 | 0.59 |
| 5 | 72-81 | RR | 0.40 | 0.27 | 0.60 | 0.57 |
| 5 | 82-91 | RR | 0.43 | 0.24 | 0.63 | 0.54 |
| 6 | 46-61 | RR | 0.26 | 0.31 | 0.50 | 0.61 |
| 6 | 62-71 | RR | 0.27 | 0.29 | 0.50 | 0.58 |

Nella $PBPF_2$ la riduzione della soglia di accettabilità minima e massima del livello di sicurezza comporta che per due classi di edificio è sufficiente effettuare interventi di sola riparazione.

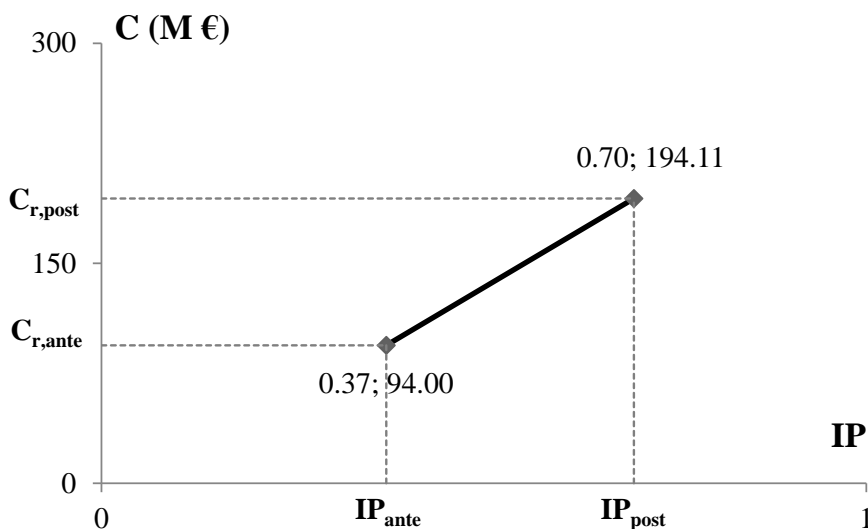


Figura 6.27 Costi di riparazione e livello di sicurezza iniziale e costi da affrontare con riferimento alla $PBPF_2$ per la PL raggiunta per la domanda sismica NTC08

I costi globali dei 96 edifici del Rione Libertà, adottando la domanda sismica NTC08, nella configurazione $PBPF_2$ sono pari a 194 milioni di euro per la riparazione e rafforzamento e demolizione e ricostruzione, mentre i soli costi di riparazione sono pari a 93 milioni di euro.

Il quadro politico $PBPF_3$ è l'unione delle Policy $PBPF_1$ e $PBPF_2$ considerando quindi $C_{max}=0.8$ e l'intervallo di IP compreso tra 0.5 e 0.7.

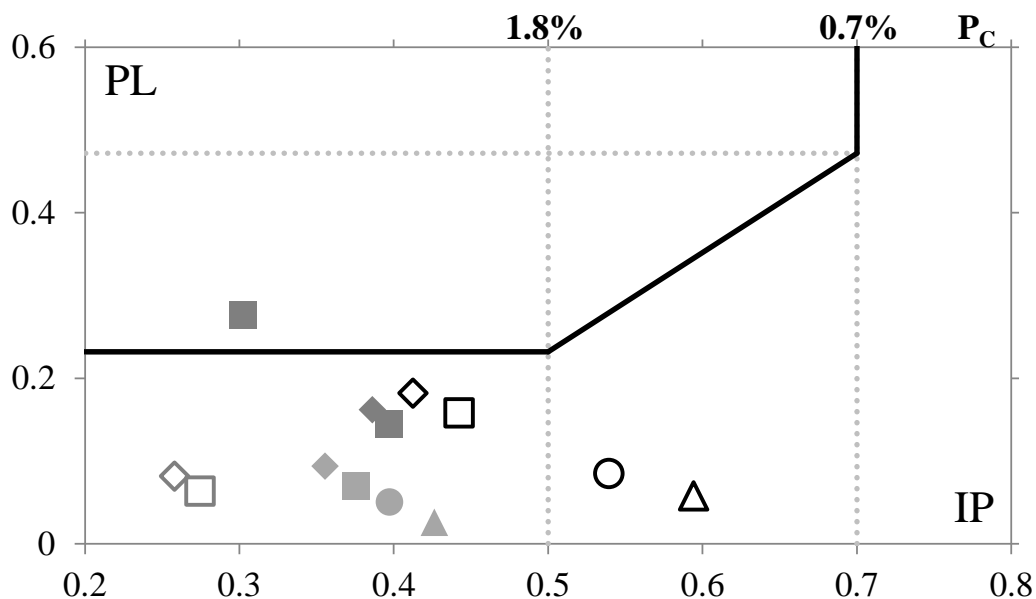


Tabella 6.9 Opzioni di riparazione e rafforzamento e di demolizione e relativi costi e PL per la domanda sismica NTC08 (PBBF₃)

| N° | Età | Policy | IP _{ante} | C _r | IP _{post} | C _r +C _u |
|----|-------|--------|--------------------|----------------|--------------------|--------------------------------|
| 2 | 62-71 | D | 0.30 | 0.56 | 1.00 | 1.00 |
| 3 | 46-61 | RR | 0.41 | 0.44 | 0.61 | 0.73 |
| 3 | 62-71 | RR | 0.44 | 0.41 | 0.64 | 0.70 |
| 3 | 72-81 | R | 0.54 | 0.32 | 0.54 | 0.32 |
| 3 | 82-91 | R | 0.59 | 0.28 | 0.59 | 0.28 |
| 4 | 46-61 | RR | 0.39 | 0.41 | 0.59 | 0.71 |
| 4 | 62-71 | RR | 0.40 | 0.39 | 0.60 | 0.68 |
| 5 | 46-61 | RR | 0.36 | 0.33 | 0.56 | 0.62 |
| 5 | 62-71 | RR | 0.37 | 0.30 | 0.57 | 0.59 |
| 5 | 72-81 | RR | 0.40 | 0.27 | 0.60 | 0.57 |
| 5 | 82-91 | RR | 0.43 | 0.24 | 0.63 | 0.54 |
| 6 | 46-61 | RR | 0.26 | 0.31 | 0.50 | 0.61 |
| 6 | 62-71 | RR | 0.27 | 0.29 | 0.50 | 0.58 |

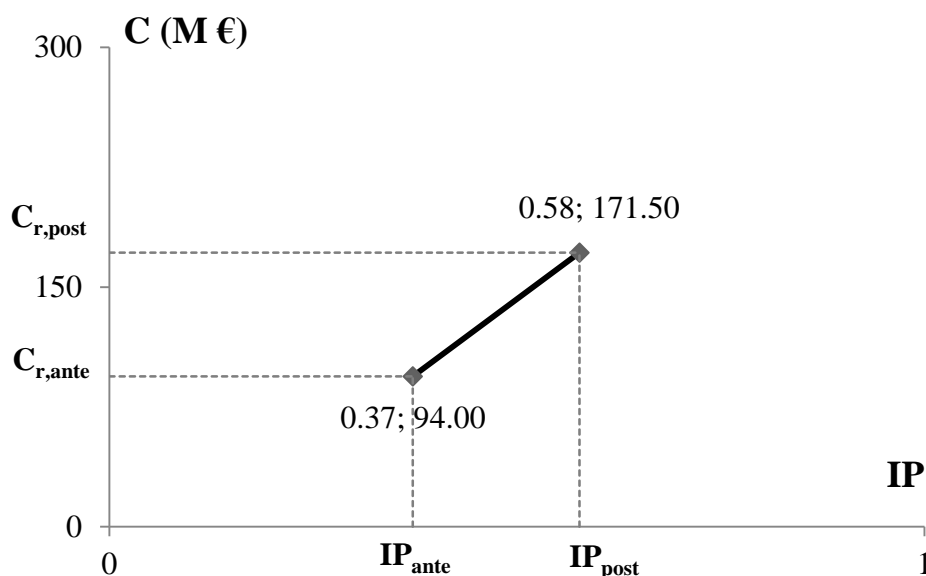


Figura 6.29 Costi di riparazione e livello di sicurezza iniziale e costi da affrontare con riferimento alla $PBPF_2$ per la PL raggiunta per la domanda sismica NTC08

I costi globali dei 96 edifici del Rione Libertà, adottando la domanda sismica NTC08, nella configurazione $PBPF_2$ sono pari a poco più di 171 milioni di euro per la riparazione e rafforzamento e demolizione e ricostruzione, mentre i soli costi di riparazione sono pari a 93 milioni di euro.

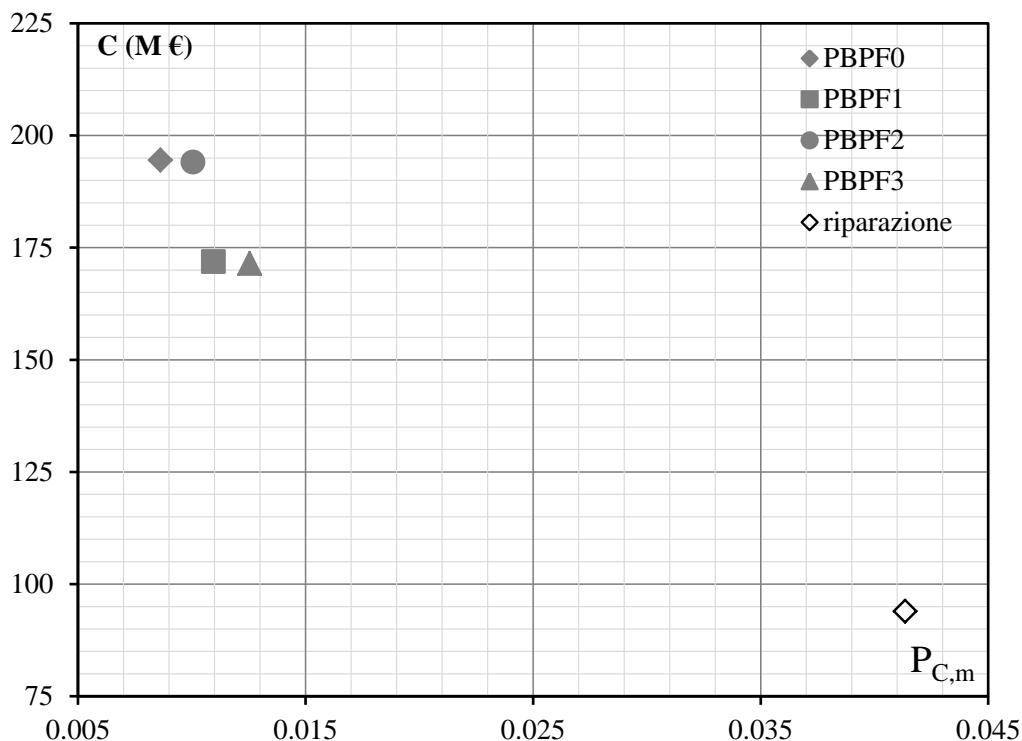


Figura 6.30 Costi globali C (in milioni di euro) e media della probabilità di collasso $P_{C,m}$, per l'intero database di edifici del Rione Libertà (96 edifici). In bianco, i soli interventi di riparazione per la domanda sismica NTC08, mentre in grigio i valori di costo e probabilità di collasso della PBPF₀, PBPF₁, PBPF₂, PBPF₃

In figura 6.30 sono mostrati i valori di probabilità di collasso $P_{C,m}$ con riferimento alle quattro tipologie di Policy indagate. La PBPF₃ è quella che presenta il minor costo, in quanto è il quadro politico in cui è presente solo una demolizione e per due classi di edifici solo interventi di riparazione; allo stesso tempo presenta una probabilità di collasso maggiore rispetto alle altre policy.

La policy PBPF₀ è quella con il più basso valore di probabilità di collasso, in quanto presenta solo casi di demolizione e di rafforzamento. Infatti il livello di sicurezza di un edificio demolito e ricostruito è pari a $IP=1$ e quindi la percentuale di probabilità di collasso è molto bassa (2%). Per quanto riguarda la Policy PBPF₂ i risultati sono simili alla PBPF₀ in quanto differiscono solamente per 2 classi di edifici che ricadono, a differenza di quest'ultima, nell'opzione di sola riparazione. Stesso discorso vale per le differenze tra PBPF₁ e PBPF₃.

CONCLUSIONI E SVILUPPI FUTURI

In questo lavoro di tesi si sono sviluppati diversi aspetti di un framework di valutazione della riparabilità finalizzato ad analisi semplificate a larga scala.

Il framework si compone principalmente di due moduli di analisi ed in particolare a) valutazione della capacità residua e della Performance Loss PL con analisi per meccanismi; b) stima del PL e costi di riparazione attesi per classi di edifici in C.A. esistenti.

L'applicazione degli strumenti di valutazione sviluppati, inoltre, ha consentito di proporre un approccio ibrido per la valutazione di curve di fragilità damage dependent per classi di edifici in c.a. ed, ancora, di testare l'effetto di applicazione di policy di ricostruzione a scala territoriale.

Per quanto riguarda la valutazione della Capacità Residua e della Performance Loss PL con analisi per meccanismi si è proposto un approccio semplificato che consente di valutare la capacità residua e la variazione attesa in funzione del danno sulla base di parametri coefficiente di taglio alla base C_b , duttilità disponibile μ_{cap} e periodo equivalente T_{eq} stimati attraverso analisi per meccanismi (MEC). Confrontando i risultati ottenuti con l'approccio MEC con quelli di Analisi di Pushover PA effettuate sugli stessi edifici, si osserva che i risultati in termini di C_b , μ_{cap} , T_{eq} , oltre che la capacità residua, concordano abbastanza adottando gli approcci MEC e PA. Quando non si evidenzia un meccanismo di piano (sway index $Si \leq 0.85$), si è ipotizzata la formazione di un meccanismo globale sviluppato su tutta l'altezza dell'edificio, che in alcuni casi presenta risultati non in accordo con la PA, mentre l'approccio MEC presenta una buona approssimazione della PA quando si forma un meccanismo locale.

L'applicazione dell'analisi per meccanismi a classi di edifici in C.A. ha consentito di creare un catalogo di curve di capacità per 30 classi di edifici rappresentativi il patrimonio edilizio in C.A. esistenti in Italia mostrando che gli edifici più recenti presentano, a parità di altezza, caratteristiche di resistenza maggiori rispetto a quelli progettati nella prima metà del secolo scorso. Analogamente è stato definito un catalogo di curve $PL-\mu$ che mettono in relazione le perdite prestazionali attese, espresse in termini di PL , con la richiesta di duttilità μ . Tali curve sono limitate superiormente in corrispondenza di $\mu=\mu_{cap}$ in quanto la capacità residua in corrispondenza della richiesta di duttilità pari alla capacità μ_{cap} , ha raggiunto il valore limite di degradazione e quindi PL ha raggiunto il suo massimo valore.

Per quanto riguarda la valutazione di riparabilità, con l'ausilio del database dei costi di riparazione con più di 2300 edifici danneggiati dopo il terremoto di L'Aquila del 2009 si è proposta una relazione che lega i costi di riparazione attesi alla della perdita di

capacità utilizzando l'approccio MEC ed i cataloghi di curve $PL-\mu$ si può, dunque, effettuare rapidamente una stima delle perdite prestazionali attese per classi di edifici, ed associare queste ultime ai costi di riparazione. Questo strumento, dunque, può essere applicato nel periodo immediatamente successivo ad un terremoto per ottenere una valutazione preliminare della perdita di capacità e dei costi di ricostruzione attesi per diverse classi di edifici in C.A..

Per quanto riguarda le curve di fragilità damage dependent è stato presentato un approccio ibrido; le curve di fragilità iniziali sono valutate con approccio empirico attraverso l'applicazione delle matrici di probabilità di danno e successivamente attraverso l'applicazione dell'approccio per meccanismi è stato possibile valutare la variazione delle curve stesse a seguito di livelli di domanda sismica, espressa dalla duttilità globale richiesta, prefissati.

Infine, utilizzando lo strumento messo a punto in questa tesi, che collega il PL ai costi di riparazione, si è testata l'ipotetica applicazione del PBPF proposto in FEMA 308 al fine della valutazione della riparabilità, applicandolo ad un caso studio per una municipalità nel sud Italia, mostrando come la scelta di soglie prestazionali sia cruciale nell'influenzare le decisioni nel post-sisma. Le soglie di PL e delle prestazioni iniziali richieste IP definiscono, nell'ambito delle politiche di ricostruzione, dei domini di accettabilità dei semplici interventi di riparazione o di imposizione di interventi di retrofit o eventuale demolizione. Si è mostrato come tali soglie possano essere definite con un chiaro approccio quantitativo, collegandole ai costi di ricostruzione attesi e alla probabilità di collasso di edifici nello stato intatto e danneggiato.

Definite le soglie in termini di IP e PL di una ipotetica policy di ricostruzione, è stato possibile applicare lo strumento operativo per diverse classi di edifici esistenti in un'area campione.

L'applicazione del PBPF per un comune del sud Italia dimostra la possibilità di valutare i costi globali a seguito di un evento sismico a seconda delle scelte adottate per le soglie di IP e PL. Facendo variare le soglie degli intervalli considerati è possibile apprezzare sia la variazione di costo globale di riparazione e rafforzamento, sia il livello di sicurezza raggiunto dagli edifici nonché la loro probabilità di collasso.

Nello sviluppo dei metodi semplificati presentati in questa tesi si sono adottate una serie di semplificazioni che vanno opportunamente tenute in conto.

Una delle semplificazioni principali riguarda l'adozione di meccanismi prefissati nell'approccio MEC. In particolare, sebbene il metodo sia stato testato rispetto a diversi possibili meccanismi (Polese et al. 2013b), il suo sviluppo successivo è stato effettuato considerando solo il meccanismo di primo piano. Inoltre, inizialmente, si sono trascurate le crisi di tipo fragile, introducendole solo in (Polese et al., 2015c) per via semplificata. Si prefigura, quindi, la chiara necessità di indagare l'applicazione di metodi semplificati utilizzando altri tipi di meccanismi ed estendendo il confronto con analisi di maggior dettaglio. Inoltre, la valutazione delle crisi fragili deve essere

indagata in maniera più sistematica per valutare la loro influenza nella valutazione della capacità residua di edifici intatti e danneggiati.

Per quanto riguarda la stima dei costi di riparazione, le informazioni sui costi utilizzate per calibrare la relazione PL-Cr derivano da un unico database, quello assemblato a seguito del terremoto de L'Aquila del 2009; è evidente, quindi, che l'applicazione di tale legge di regressione è appropriata solo in Italia, essendo necessario una opportuna ricalibrazione se la si volesse estendere per altre regioni nel mondo.

BIBLIOGRAFIA

- ACI 352R-02 (2002) Recommendations for Design of Beam-Column Connections in Monolithic Reinforced Concrete Structures. Detroit, Michigan, American Concrete Institute
- Aslani H, Miranda E. (2005), “Probabilistic Earthquake Loss Estimation and Loss Disaggregation in Buildings”, Report No. 157. Stanford, CA: John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University, Stanford
- ATC 52-4, Here Today—Here Tomorrow (2010) The Road to Earthquake Resilience in San Francisco, Post-Earthquake Repair and Retrofit Requirements, Applied Technology Council, Prepared for the Department Of Building Inspection (DBI) City And County Of San Francisco under the Community Action Plan for Seismic Safety (CAPSS) Project
- Archivio Segreto Vaticano, Sacra Congregatio Concilii, Relationes dioecesium, b.818 A, Trivicana I, Relazione del vescovo di Trevico Simone Veglini alla Congregazione del Concilio sullo stato della diocesi, Castel Baronia 1° agosto 1704
- Baggio et al. Manuale per la compilazione della scheda di 1° livello di rilevamento danno, pronto intervento e agibilità per edifici ordinari nell'emergenza post-sismica (AeDES) –Uff. SSN Dip. Prot. Civ. – GNDT-INGV, Editrice Adel Grafica srl, Agosto 2002.
- Baggio C, Bernardini A, Colozza R, Di Pasquale G, Dolce M, Goretti A, Martinelli A, Orsini G, Papa F, Zuccaro G, Pinto AV and Taucer F, EUR 22868 EN 2007 Field Manual for post-earthquake damage and safety assessment and short term countermeasures (AeDES). Joint Research Center, Ispra, Italy
- Bakir PG, Boduroglu HM (2002) A new design equation for predicting the joint shear strength of monotonically loaded exterior beam–column joints. Eng Struct;24:1105–17
- Bazzurro P, Cornell C A, Menun C, Motahari M (2004) Guidelines for seismic assessment of damaged buildings, 13th World Conference on Earthquake Engineering. Vancouver, B.C., Canada, 2004. Paper No. 1708

- Borzi B, Pinho R, Crowley H (2008) Simplified pushover-based vulnerability analysis for large scale assessment of RC buildings. *Engineering Structures*, 30(3), 804-820
- Braga F, Dolce M, Liberatore D, (1982). A Statistical Study on Damaged Buildings and an Ensuing Review of the MSK-76 Scale, *Proceedings of the Seventh European Conference on Earthquake Engineering*, Athens, Greece, pp. 431-450.
- CCSF (2010) San Francisco Building Code, The City and County of San Francisco American Legal Publishing Co., Walnut Creek, California
- Cornell CA, Jalayer F, Hamburger RO, Foutch DA (2002) Probabilistic basis for 2000 SAC federal emergency management agency steel moment frame guidelines. *Journal of Structural Engineering*, ASCE; 128(4):526–533
- Cosenza E, Manfredi G, Polese M, Verderame GM (2005) A multilevel approach to the capacity assessment of RC buildings. *Journal of Earthquake Engineering* 9(1):1-22
- Cuevas A, Pampanin S (2014), Accounting for residual capacity of reinforced concrete plastic hinges: current practice and proposed framework, *NZSEE Conference*
- Di Ludovico M, Polese M, Gaetani d'Aragona M, Prota A, Manfredi G (2013) A proposal for plastic hinges modification factors for damaged RC columns, *Engineering Structures*; 51:99-112
- Di Pasquale, G. & Orsini, G. (1997): Proposta per la valutazione di scenari di danno conseguenti ad un evento sismico a partire dai dati ISTAT, *Atti 8° Convegno Nazionale ANIDIS, L'ingegneria Sismica in Italia*, Taormina: 477-486.
- Dolšek M, Fajfar P (2004) IN2- A simple alternative for IDA. *13th World Conference on Earthquake Engineering*. Vancouver, B.C., Canada; Paper No. 3353
- EC8-3. (2005). EN 1998-3 Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance, Part 3: Assessment and Retrofitting of Buildings
- Elwood, KJ, & Moehle, JP (2005). Drift capacity of reinforced concrete columns with light transverse reinforcement. *Earthquake Spectra*, 21(1), 71-89
- Faccioli E, Cauzzi C (2006) Macro seismic intensities for seismic scenarios estimated from instrumentally based correlations. In *Proceedings of the First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology (a joint event of the 13th ECEE & 30th General Assembly of the ESC)- Ginevra, 3-8 Settembre 2006*, CD-ROM
- Faenza L, Michelini A (2010), Regression analysis of MCS intensity and ground motion parameters in Italy and its application in ShakeMap. *Geophysical Journal International*, 180: 1138–1152

- Fajfar P, Gašperšič P (1996), The N2 Method for the Seismic Analysis of RC buildings, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 25: 31-46
- Fajfar P (1999) Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra. *Earthquake Engineering Structural Dynamics*; 28: 979-93
- Fajfar P, Dolšek M, (2012) A practice-oriented estimation of the failure probability of building structures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*; 41(3):531-547.
- FEMA 306 (1998) Evaluation Of Earthquake Damaged Concrete And Masonry Wall Buildings – Basic procedures manual. Federal Emergency Management Agency. Washington D.C.
- FEMA 308 (1998) Repair of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings. Federal Emergency Management Agency. Washington D.C.
- FEMA 350 (2000) Recommended seismic design criteria for new steel moment frame buildings. Report No. FEMA 350, SAC Joint Venture, Federal Emergency Management Agency. Washington DC.
- FEMA 356 (2000) Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Washington, DC, U. S. A., Federal Emergency Management Agency
- GdL (2004). Gruppo di Lavoro MPS - Redazione della mappa di pericolosità sismica prevista dall'Ordinanza PCM 3274 del 20 marzo 2003. Rapporto Conclusivo per il Dipartimento della Protezione Civile, INGV, Milano-Roma, aprile 2004, 65 pp. + 5 appendici (in Italian)
- Giannini R, (1999) Appunti di tecnica delle costruzioni.
- Giovinazzi S, Lagomarsino S (2001) “Una Metodologia per l’Analisi di Vulnerabilità Sismica del Costruito” – X Congresso Nazionale L’Ingegneria Sismica in Italia – ANIDIS – Potenza 2001.
- Giovinazzi S, Podestà S, Rosemini S, Lemme A,(2007) “Analisi di dati finalizzata alla calibrazione di modelli di vulnerabilità, danno e stima dei costi di intervento per edilizia ordinaria e pubblica” – Congresso Nazionale L’Ingegneria Sismica in Italia – ANIDIS
- Goretti A, Bramerini F, Di Pasquale G, Dolce M et al (2008) The italian contribution to the USGS PAGER project, 14th World Conference on Earthquake Engineering. Beijing China
- Grunthal G, (1998) European Macroseismic Scale. Chaiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie, vol. 15 Luxembourg

- Guagenti E, Petrini V (1989) Il caso delle vecchie costruzioni: verso una nuova legge danni-intensità, Proceedings of the 4th Italian National Conference on Earthquake Engineering, Milan (Italy), 1: 145-153
- Holmes WT (1994). Policies and standards for reoccupancy repair of earthquake-damaged buildings. *Earthquake Spectra*; 10(3):197–208
- Holmes WT, Luco N, Turner F, (2014) Application of the Recommendations of the Canterbury Earthquakes Royal Commission to the Design, Construction, and Evaluation of Buildings and Seismic Risk Mitigation Policies in the United States, *Earthquake Spectra*; 30(1):427–450
- Kim J, LaFave JM (2007) Key influence parameters for the joint shear behaviour of reinforced concrete (RC) beam–column connections. *Eng Struct*; 29:2523–39.
- Kosič M, Fajfar P, Dolšek M, (2014), Approximate seismic risk assessment of building structures with explicit consideration of uncertainties, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* ; DOI: 10.1002/eqe.2407
- Lagomarsino S, Giovinazzi S (2006) Macroseismic and mechanical models for the vulnerability and damage assessment of current buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering* 4:415–443
- Locati M, Camassi R, Stucchi M (eds) (2011) DBMI11, the 2011 version of the Italian Macroseismic Database. Milano, Bologna. <http://emidius.mi.ingv.it/DBMI11>. Accessed 06 Nov 2014
- Lombardi AM, Marzocchi W, Woo G, (2014) Optimal allocation of funding for seismic retrofitting measures, Tenth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, E.E.R.I., 21-25 July, Anchorage, Alaska, USA, DOI: 10.4231/D36W9693B
- Maeda M, Nakano Y, Lee K S, (2004) Post Earthquake Damage evaluation for RC Building Based on Residual Seismic Capacity, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, Paper No.1179
- Maffei J, Telleen K, Mohr D, Holmes W (2006), Test Applications of Advanced Seismic Assessment Guidelines, PEER Report 2005/09, Pacific Earthquake Engineering Research Center. University of California, Berkeley
- Magnati V, Notitie storiche de' terremoti succeduti ne' secoli trascorsi, e nel presente. Napoli 1688
- Margottini C, Molin D, Serva L (1992) Intensity versus ground motion: A new approach using Italian data, *Engineering Geology*, Volume 33, Issue 1, September 1992, Pages 45 – 58

- Nakano Y, Maeda M, Kuramoto H, Murakami M, (2004), Guideline for post-earthquake damage evaluation and rehabilitation of RC buildings in Japan 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, Paper No.124.
- NNT (2008), Ministerial Decree D.M. 14.01.2008 New Technical Standards for Construction (In Italian)
- OPCM 3790 (2009) Ordinance of the President of Counsel of Ministry "Urgent intervention to deal with seismic events occurred in the Abruzzo region on April 6, 2009 and other urgent civil protection provisions" (In Italian)
- Otani S, (2000) Seismic Vulnerability Assessment of Reinforced Concrete Buildings, Journal of the faculty of Engineering, University of Tokyo, Serie B, Vol XLVII, October 2000, pp 5-28
- Otani S, (2003) Seismic Vulnerability Assessment And Retrofit – State Of Practice In Japan, keynote lecture at fib symposium “Concrete Structures in seismic regions, Athens, Greece, May 6-8, 2003
- Park S, Mosalam KM (2009) Shear strength models of exterior beam–column joints without transverse reinforcement, PEER report 2009/106. Pacific Earthquake Engineering Research Center. Berkeley: University of California
- Pecce M, Polese M, Verderame GM (2004) Seismic vulnerability aspects of r.c. buildings in Benevento, proceedings of the Workshop on Multidisciplinary Approach to Seismic Risk Problems, Sant’Angelo dei Lombardi, September 22, 2003 in The Many facets of Seismic Risk CRdC AMRA –2004; pp.134- 141, ISBN-10: 88-89972-00-9.
- Polese M, Verderame G M, Mariniello C, Iervolino I, Manfredi G, (2008) Vulnerability analysis for gravity load designed RC buildings in Naples – Italy, Journal of Earthquake Engineering, 12 (S2), 234-245, ISSN 1363-2469
- Polese M, Di Ludovico M, Prota A, Manfredi, G.,(2012) Residual Capacity of earthquake damaged buildings. 15 World Conference on Earthquake Engineering. Lisboa Portugal
- Polese M, Di Ludovico M, Prota A, Manfredi G (2013a) Damage-dependent vulnerability curves for existing buildings. Earthquake Engineering Structural Dynamics; 42 (6): 853-870, DOI: 10.1002/eqe.2249
- Polese M, Marcolini M, Prota A, Zuccaro G (2013b) Mechanism Based Assessment of damaged building’s residual capacity. COMPDYN 2013, 4th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, paper #1524, Kos Island, Greece.

- Polese, M, Gaetani D'Aragona, M, Prota, A, Manfredi, G (2013c) Seismic behavior of damaged buildings: a comparison of static and dynamic nonlinear approach, COMPDYN 2013, 4th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, paper #1134, Kos Island, Greece.
- Polese M, Di Ludovico M, Marcolini M, Prota A, Manfredi G (2014) Assessing building reparability as a function of performance loss and costs: an application for the L'Aquila earthquake, Tenth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, E.E.R.I., 21-25 July, Anchorage, Alaska, USA
- Polese M, Marcolini M, Zuccaro G, Cacace F (2015a) Mechanism Based Assessment of Damaged- Dependent Fragility curves for RC building classes, Bull Earthquake Eng, in press, DOI 10.1007/s10518-014-9663-4
- Polese M, Di Ludovico M, Marcolini M, Prota A, Manfredi G (2015b) Assessing reparability: simple tools for estimation of costs and performance loss of earthquake damaged R.C. buildings, Earthquake Engineering Structural Dynamics, in press, DOI: 10.1002/eqe.2534
- Polese M, Marcolini M, Gaetani D'Aragona M, Prota A (2015c) Reconstruction Policies: explicitating the link of decisions thresholds to safety level and costs, Bull Earthquake Eng, submitted.
- Priestley MJN, Verma R, and Xiao Y (1994) Seismic Shear Strength of Reinforced Concrete Columns. Journal of Structural Engineering; American Society of Civil Engineers (ASCE), 120 (8):2310-2329.
- Raghunandan M, Liel A B, Luco N (2014) Aftershock collapse vulnerability assessment of reinforced concrete frame structure. Earthquake Engineering Structural Dynamics, DOI: 10.1002/eqe.2478
- Ramirez C M, Liel A B, Mitrani-Reiser J, Haselton C B, Spear A D, Steiner J, Deierlein G G, and Miranda E, (2012) Expected earthquake damage and repair costs in reinforced concrete frame buildings. Earthquake Engineering Structural Dynamics, 41: 1455-1475, DOI: 10.1002/eqe.2216
- Regio Decreto Legge n. 2105 del 22/11/1937. Norme tecniche di edilizia con speciali prescrizioni per le località colpite dai terremoti. G.U. n. 298 del 27/12/1937.
- Regio Decreto Legge n. 2229 del 16/11/1939. Norme per la esecuzione delle opere in conglomerate cementizio semplice od armato. G.U. n. 92 del 18/04/1940.
- Restrepo-Velez LF, Magenes G (2004) Simplified procedure for the seismic risk assessment of unreinforced masonry buildings, 13th World Conference on Earthquake Engineering. Vancouver, B.C., Canada. Paper No. 2561

- Réveillère A, Gehl P, Seyedi D & Modaressi H (2012) Development of seismic fragility curves for mainshock-damaged reinforced-concrete structures. 15 World Conference on Earthquake Engineering. Lisboa Portugal
- Rovida A, Camassi R, Gasperini P, Stucchi M (eds.) (2011) CPTI11, the 2011 version of the Parametric Catalogue of Italian Earthquakes. Milano, Bologna. <http://emidius.mi.ingv.it/CPTI>. Accessed 06 Nov 2014
- San Francisco, City of (SF), (2012) Post-earthquake repair and Retrofit Requirements, Administrative Bulletins, AB-099, Department of Building Inspection, San Francisco, CA
- Santucci de Magistris F, d'Onofrio A, Penna A, Puglia R, Silvestri F (2014), Lessons learned from two case histories of seismic microzonation in Italy, Natural Hazards, DOI 10.1007/s11069-014-1281-6
- Sezen H, and Moehle, JP (2004). Shear Strength Model for Lightly Reinforced Concrete Columns. Journal of Structural Engineering; American Society of Civil Engineers (ASCE), 130 (11):1692-1703
- Sucuoğlu H, Yazgan U, Yakut A (2007) A screening procedure for seismic risk assessment in urban building stocks, Earthquake Spectra, 23 (2), 441-458
- Sullivan, T., Calvi, G.M. (2011) Consideration for the Seismic Assessment of Building Using the Direct Displacement-Based Assessment Approach. Anidis, Bari
- Traiano T4 (2004), final report for Task 4 - Caratterizzazione geotecnica ed analisi della vulnerabilità sismica del sottosuolo - of the Traiano project, coordinator E. Cosenza, 2000-2002 GNDT-INGV framework program, (in Italian)
- Unal M, Burak B (2012) Joint shear strength prediction for reinforced concrete beam-to-column connections. Struct Eng Mech; 41:421–40.
- Vamvatsikos D, Cornell A (2002) Incremental dynamic analysis. Earthquake Engng Struct. Dyn; 31 (3): 491-514.
- Vamvatsikos D., Cornell A., Direct Estimation of the Seismic Demand and Capacity of Oscillators with Multi-Linear Static Pushovers through IDA. Earthquake Engng Struct. Dyn. 2006; 35, 1097-1117
- Verderame GM, Stella A, Cosenza E (2001) Le proprietà meccaniche degli acciai impiegati nelle strutture in cemento armato realizzate negli anni '60. Atti dell'10° Convegno Nazionale Anidis – L'ingegneria Sismica in Italia, Potenza-Matera
- Verderame GM, Polese M, Cosenza E (2009) Vulnerability of existing R.C. buildings under gravity loads: A simplified approach for non sway structures, Engineering Structures 31 (9) 2141-2151, ISSN 0141-0296

- Verderame GM, Polese M, Mariniello C, Manfredi G (2010) A simulated design procedure for the assessment of seismic capacity of existing reinforced concrete buildings, *Advanced in engineering software*; 41:323-335
- Verderame GM, Ricci P, Esposito M, Manfredi G (2012a) STIL v1.0, Software and Handbook, downloadable at http://www.reluis.it/index.php?option=com_content&view=article&id=199&Itemid=136&lang=it
- Verderame G M, De Luca F, De Risi M T, Del Gaudio C, Ricci P (2012b) A three level vulnerability approach for damage assessment of infilled RC buildings: The Emilia 2012 case (V 1.0), available at <http://www.reluis.it>.
- Yeo G L, Cornell C A, (2004) Building tagging criteria based on aftershock PSHA, 13th World Conference on Earthquake Engineering. Vancouver, B.C., Canada, 2004. Paper No. 3283
- Zuccaro G, Albanese V, Cacace F, Mercuri C, F. Papa et al (2008) Seismic Vulnerability Evaluations Within The Structural And Functional Survey Activities Of The COM Bases In Italy, AIP Conf. Proc., paper ID 1020:1665-1674, doi: <http://dx.doi.org/10.1063/1.2963797>.